

ZUR BERECHNUNG DER ZWICKELZELLEN VON SILOS MIT KREISZYLINDRISCHEN BEHÄLTERN.

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Oberingenieur der Nast-Bau-Akt.-Ges., Gleiwitz.

Übersicht: Im ersten Teil werden für die drei-, vier-, fünf- und sechseckige Zwischenzelle sowie für die viereckige Zwischenzelle mit Zugbandern in den Ecken Festwerte zur raschen Ermittlung der Wandmomente und Kräfte berechnet und in Tabellenform zusammengestellt.

Im zweiten Teil wird eine Näherungsberechnung bei räumlicher Auffassung des Systems gegeben. An einem Zahlenbeispiel wird gezeigt, daß die räumliche Berechnung wesentlich geringere Beanspruchungen der Zwickelwand ergibt.

Neuere Großraumsilos werden in zweckmäßiger Weise meist mit kreiszylindrischen Zellen von 10—20 m Durchmesser ausgeführt. Bei mehrreihiger oder ringartiger Anordnung der Behälter ergeben sich, den großen Abmessungen entsprechend, Zwischenzellen von beträchtlichem Rauminhalt. Um den Fassungsraum möglichst auszunutzen, ist es naheliegend, diese Zellen gleichfalls zur Füllung heranzuziehen. Sind die Hauptbehälter leer und die Zwischenzellen gefüllt, so treten in den Zwickelwandungen Biegungsspannungen von bedeutender Größe auf. Bei leeren Zwischenzellen und gefüllten Hauptbehältern entstehen infolge der monolithischen Verbindung der Wände längs der Berührungslinien gleichfalls große Biegemomente¹.

In den folgenden Ausführungen wird als Tragwerk eine Zwischenzelle mit den sie unmittelbar umgebenden Hauptbehältern betrachtet, die Wirkung der weiteren Behälter jedoch nicht berücksichtigt und die Wände in den Berührungslinien verbunden vorausgesetzt.

Im Abschnitt I werden die Zellen als ebenes System behandelt, der Einfluß der anschließenden Hauptzellenwände gesondert ermittelt und gezeigt, daß ihre elastische Einwirkung auf die Zwickelwände vernachlässigt werden kann. Die statisch unbestimmten Größen ergeben sich sowohl bei der genaueren als auch bei der Näherungsberechnung in der einfachen Form:

$$(1) \quad X = a p r^n$$

- X bedeutet eine statische Größe in t oder tm,
- a einen vom betrachteten Zellsystem abhängigen Festwert,
- p den Füllungsdruck in t/m²,
- r den Halbmesser der Hauptbehälter in m,
- n = 1 oder 2, je nachdem X einen Kraft- oder Momentenwert darstellt.

Die a-Größen sind für unveränderliche Wandstärke und für Zwickelzellen mit 3, 4, 5 und 6 Ecken ausgewertet und in den Tabellen I und II zusammengestellt. Die Ableitungen des Abschnittes I gelten für mehr röhrenförmige Zellen mit dünnen Wandungen und im Verhältnis zum Durchmesser sehr großer Höhe. Bei Großraumsilos mit Behältern von 10 bis 20 m Durchmesser liefern die Gleichungen außerordentlich große Momente, so daß die sich ergebenden Wandstärken unwirtschaftlich werden und es angezeigt ist, in den Zwickelwänden Zugstangen anzubringen. Durch die Zuganker wird eine wesentlich günstigere Momentenverteilung bewirkt und kann man noch mit normalen Wandstärken und Bewehrungen auskommen.

Auch in diesem Falle erscheinen die statisch unbestimmten Größen in der Form 1 und sind die a-Werte für die viereckige Zwischenzelle ohne elastischen Einfluß der Hauptzellenwände sowie ohne und mit Rücksicht auf die Zugstangendehnung in Abschnitt I angegeben.

Im Teil II wird eine Näherungsberechnung durchgeführt, welche die Zwickelwände als Bogen auffaßt, die auf elastischen, wandartigen Trägern gelagert sind. Diese Träger, welche einen Teil der Behälterwand bilden und zwischen Silodecke und Boden gespannt sind, werden durch die Kämpferdrücke der Zwickelwände belastet. Die Größe der Kämpferkräfte hängt von der tangentiellen, waagerechten Durchbiegung der Wand ab. Es ergibt sich somit für die elastische Linie des Wandträgers dieselbe Differentialgleichung, wie sie bei der Berechnung von Fundamentträgern auftritt, welche der ganzen Länge nach auf elastischer Bettung liegen. Die Bettungsziffer ist in vorliegendem Falle der Abfall des tangentiellen Kämpferdruckes bei der Bewegung 1 des Kämpfers in der Richtung der Tangente.

Die räumliche Auffassung des Problems zeigt, daß die tatsächlich auftretenden Spannungen jedenfalls wesentlich kleiner sein müssen als die für das ebene System berechneten und meist auch ohne Zugstangen und mit nur geringfügigen Wandverstärkungen das Auslangen gefunden werden kann. Ein am Schluß durchgeführtes Zahlenbeispiel gibt einen Einblick in die je nach Auffassung des Tragwerkes sehr verschiedenartigen Wandbeanspruchungen.

I. Ebenes System.

Denkt man sich zunächst die Zwischenzelle von den anschließenden Hauptzellen durch lotrechte Schnitte getrennt und betrachtet ein durch zwei waagerechte Schnitte begrenztes Zellelement, so entsteht bei steif ausgebildeten Ecken ein für allgemeine Belastung in der Ebene dreifach statisch unbestimmtes System. Für allseitig gleichen Innendruck wird das Gebilde einfach unbestimmt. Wird der Rahmen (Abb. 1) in den Punkten c c durchschnitten gedacht und werden die statisch unbestimmten Größen H, V, M in den Schnittstellen angesetzt, so ist leicht einzusehen, daß bei einem symmetrischen Belastungsfall die Querkraft V zu Null wird und die in der Wand liegende Zugkraft H gleich sein muß dem halben resultierenden Füllungsdruck auf eine Zellenhälfte. Es ist sonach nur das Scheitelbiegemoment M aus den Elastizitätsbedingungen des Systems zu berechnen und das freie statisch bestimmte Grundsystem durch Einschalten von reibungslosen Gelenken in den Punkten c (Abb.) zu bilden.

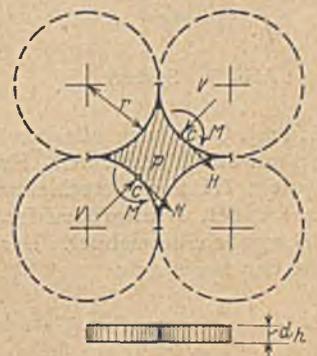


Abb. 1.

Dieses System würde aber kaum zu einfachen geschlossenen Ausdrücken führen, die allgemein für Zellen von beliebiger Eckenzahl Geltung haben. Es wird deshalb ein anderes, zweckmäßigeres Tragwerk als Grundsystem gewählt und die Berechnung in Polarkoordinaten durchgeführt.

¹ Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Zur Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton. Die Bautechnik 1929, Heft 20, S. 298.

Bei allseitig gleichem Innendruck können sich, wie man leicht erkennt, die Zellenecken nur in der Richtung der Tangente an die Zellenwand bewegen, und es liegt daher nahe, in den Ecken Lager anzunehmen, die eine Beweglichkeit in vorgenannter Richtung gewährleisten und nur Stützendrücke in der Richtung des Halbmessers auf die Wand übertragen. Für Zellen mit verschiedener Eckenzahl ändert sich nur der Winkel φ_0 des Berührungspunktes der Zellenwände. Bezeichnet man mit m die Eckenzahl, so wird

$$(2) \quad \varphi_0 = 90 \left(1 - \frac{2}{m} \right).$$

Die Hauptbehälterzelle verhält sich so wie ein in den Punkten A (Abb. 2) vollkommen eingespannter, in tangentieller Richtung beweglicher Kreisring. Durch Aufschneiden des Ringes im

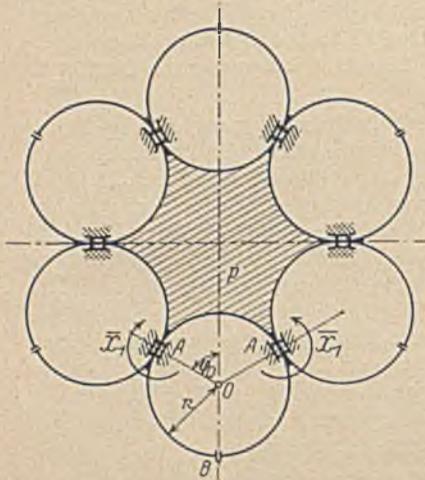


Abb. 2. System II.

Punkte B wird der elastische Widerstand der außerhalb der Punkte A liegenden Hauptzellenwand ausgeschaltet und entsteht ein einfach statisch unbestimmtes Tragwerk II (Abb. 2). Durch Lösung der Einspannung in den Punkten A wird die Unbestimmtheit behoben und ergibt sich das freie, statisch bestimmte Grundsystem I, das mit Ansatz der unbestimmten Größen X_1, X_2, X_3 in das gegebene Tragwerk III übergeht. X_1 ist das Spannungsmoment im Punkte A, X_2 die Wandschubkraft und X_3 das Biegemoment in B. Der positive Richtungssinn dieser Größen ist aus Abb. 3 zu entnehmen. Die eingetragenen Kräfte sind Wirkungen auf den linken Querschnitt von B und den rechten Querschnitt von A.

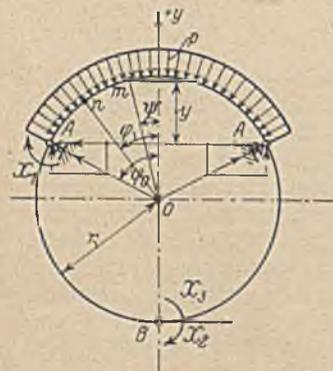


Abb. 3. System I.

Wie eingangs erwähnt, wird der Rechnungsgang schrittweise vorgenommen, um den elastischen Einfluß der Hauptzellenwand auf die Zwickelwand gesondert bestimmen zu können. Zunächst wird die unbestimmte Größe X_1 des Systems II ermittelt und werden nach Lösung des genannten Systems die beiden Unbekannten X_2, X_3 des gegebenen Tragwerkes III festgelegt. Alle auf System II bezogenen Kraft- und Momentenwerte sind mit Querstrich, alle dem System I angehörigen Verschiebungen mit Strich bezeichnet. Kraftwerte ohne Querstrich sind dem System III und Verschiebungen ohne Strich dem System II zugeordnet. Kraftgrößen des freien Systems I sind mit deutschen Buchstaben bezeichnet. Der Wert X_1 des Systems III folgt aus der Beziehung

$$(3) \quad X_1 = \bar{X}_1 + X_2 \bar{x}_{12} + X_3 \bar{x}_{13}.$$

Hierbei ist \bar{x}_{12} die durch $X_2 = 1$ verursachte statische Größe \bar{X}_1 des Systems II und \bar{x}_{13} die durch $X_3 = 1$ verursachte statische Größe \bar{X}_1 des Systems II.

Eine ähnliche Beziehung besteht auch zwischen den Verschiebungen δ'_n des Systems I und δ_n des Systems II.

$$(4) \quad \delta_n = \delta'_n + \bar{X}_{1n} \delta'_{1n}.$$

δ'_{1n} ist die durch $\bar{X}_1 = 1$ verursachte Verschiebung δ' des Systems I.

Die statische Größe \bar{X}_1 folgt aus der bekannten Gleichung

$$(5) \quad \bar{X}_1 = - \frac{\Delta'_{01}}{\delta'_{11}}.$$

Die Werte X_2 und X_3 werden mittels folgender Elastizitätsgleichungen berechnet:

$$(6) \quad \begin{cases} X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \Delta_{02} = 0, \\ X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + \Delta_{03} = 0. \end{cases}$$

Wie leicht einzusehen ist, wird für den vorliegenden symmetrischen Belastungsfall $\Delta_{03} = 0$ und ergeben sich die beiden Unbekannten mit

$$(7) \quad X_2 = - \frac{\Delta_{02} \delta_{33}}{\delta_{22} \delta_{33} - \delta_{23}^2}; \quad X_3 = \frac{\Delta_{02} \delta_{23}}{\delta_{22} \delta_{33} - \delta_{23}^2}$$

Die sonstigen statischen Werte N, M, Q , allgemein S_m , des gegebenen Systems III sind mit den Größen X , ihren zugehörigen Werten s und den Größen \mathcal{E}_m des Systems I wie folgt bestimmt.

$$(8) \quad S_m = \mathcal{E}_m + X_1 s_{m1} + X_2 s_{m2} + X_3 s_{m3}.$$

a) Berechnung ohne Berücksichtigung des Einflusses der Hauptzellenwände.

Der Stützendruck \mathcal{Q} des Systems I folgt aus dem Gleichgewicht in der y -Richtung (Abb. 3) mit

$$\mathcal{Q} \cos \varphi_0 = \int_0^{\varphi_0} p \cos \varphi \, ds = r p \int_0^{\varphi_0} \cos \varphi \, d\varphi = p r \sin \varphi_0,$$

daraus folgt:

$$(9) \quad \mathcal{Q} = p r \operatorname{tg} \varphi_0.$$

Das Moment \mathcal{M}_m des Systems I in einem beliebigen Bogenpunkte m wird

$$\mathcal{M}_m = \mathcal{Q} r \sin(\varphi_0 - \psi) - p r^2 \int_{\psi}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \psi) \, d\varphi.$$

Mit Einsatz von $\sin(\varphi - \psi) = \sin \varphi \cos \psi - \cos \varphi \sin \psi$ und Integration in den angegebenen Grenzen folgt:

$$(10) \quad \begin{cases} \mathcal{M}_m = p r^2 \left(\frac{\sin \varphi_0^2}{\cos \varphi_0} \cos \psi - 1 + \cos \psi \cos \varphi_0 \right) \\ = p r^2 \left(\frac{\cos \psi}{\cos \varphi_0} - 1 \right). \end{cases}$$

Die Verdrehung δ'_{01} des Systems I im Punkte A in der Richtung von \bar{X}_1 infolge der vorliegenden Belastung mit p ist nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit durch folgende Gleichung bestimmt:

$$(11) \quad \delta = \int_0^{\varphi_0} \mathcal{M}_m \, ds.$$

\mathcal{M} bedeutet die zur gegebenen Belastung mit p gehörigen Momente des Systems I und m die Momente des gleichen Systems hervorgerufen durch die Belastung mit $r \, tm$ im Sinne von \bar{X}_1 in den beiden Punkten A, $m = 1 = \text{konstant}$ für alle zwischen A liegenden Bogenpunkte.

Wird \mathfrak{M} aus Gl. (10) in Gl. (11) eingesetzt, der Winkel φ des laufenden Punktes m mit φ bezeichnet und $ds = r d\varphi$ gesetzt, so ergibt sich:

$$\Delta'_{01} = p r^3 \int_0^{\varphi_0} \left(\frac{\sin \varphi_0^2}{\cos \varphi_0} \cos \varphi - 1 + \cos \varphi \cos \varphi_0 \right) d\varphi$$

und nach Auswertung:

$$\Delta'_{01} = p r^3 \left(\frac{\sin \varphi_0^2}{\cos \varphi_0} \sin \varphi_0 - \varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 \right).$$

Wird $\frac{\sin \varphi_0}{\cos \varphi_0} = \operatorname{tg} \varphi_0$ herausgehoben, so ist:

$$(12) \quad \Delta'_{01} = p r^3 \operatorname{tg} \varphi_0 (1 - \varphi_0 \operatorname{ctg} \varphi_0).$$

Die mit Gl. (12) bestimmte Größe Δ'_{01} bedeutet den $E_b \cdot J_b$ fachen Wert der wirklichen Verdrehung. (E_b ist die Elastizitätszahl und J_b das Wandträgheitsmoment.) Da $E_b \cdot J_b$ bei gleicher Wandstärke für alle Querschnitte des Ringes unveränderlich ist, wird der Einfachheit halber $E_b \cdot J_b = 1$ gesetzt.

Die Verdrehung δ'_{11} des Systems I in A, verursacht durch die Belastung mit je $\bar{X}_1 = 1$ in den Punkten A, ist gleichfalls mit der Beziehung (11) gegeben, wenn $\mathfrak{M} = \bar{X}_1 = 1$ und $m = 1$ eingesetzt wird.

$$(13) \quad \delta'_{11} = \int_0^{\varphi_0} 1 \cdot 1 ds = r \int_0^{\varphi_0} d\varphi = r \varphi_0.$$

Damit berechnet sich aus den Gl. (13), (12) und (5):

$$\bar{X}_1 = -p r^2 \frac{\operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} (1 - \varphi_0 \operatorname{ctg} \varphi_0) = p r^2 \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} \right)$$

oder wenn der Klammerausdruck mit \bar{a}_1 bezeichnet wird:

$$(14) \quad \bar{a}_1 = 1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0}$$

und

$$(15) \quad \bar{X}_1 = \bar{a}_1 p r^2.$$

Das Moment $\bar{\mathfrak{M}}_m$ des Systems II in einem beliebigen Punkte m wird nach Gl. (8) mit $X_2 = 0 = X_3$ ermittelt. Mit Rücksicht auf Gl. (10), (14) und (15) wird

$$\begin{aligned} \bar{\mathfrak{M}}_m &= \mathfrak{M}_m + \bar{X}_1 \cdot 1 \\ &= p r^2 \left(\frac{\sin \varphi_0^2}{\cos \varphi_0} \cos \varphi - 1 + \cos \varphi \cos \varphi_0 \right) - p r^2 \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right); \end{aligned}$$

$$(16) \quad \bar{\mathfrak{M}}_m = p r^2 \frac{1}{\cos \varphi_0} \left(\cos \varphi - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right).$$

b) Berechnung mit Berücksichtigung des Einflusses der Hauptzellenwände.

Die Verschiebung Δ_{02} des Systems II im Angriffspunkt B und in der Richtung von X_2 infolge der gegebenen Belastung p wird wie folgt bestimmt. Da außerhalb von A keine Kräfte wirken und in A des Systems II keine Verdrehung entstehen kann, verschieben sich die Punkte B in gleicher Richtung wie die Punkte A. Infolge dieser Parallelverschiebung wird auch $\Delta_{03} = 0$. Die Bewegung von B in der Richtung von X_2 ist somit gleich der Verschiebung von A in der Richtung von X_2 . Sie ergibt sich aus der Arbeitsgleichung (11), wenn darin $\mathfrak{M} = \bar{\mathfrak{M}}$ nach Gl. (16) eingesetzt wird und unter m jene Momente

des Systems I verstanden werden, die eine Kraft 1 in den Punkten A in der Richtung X_2 wirkend verursacht.

$$(17) \quad m = -y = -r (\cos \varphi - \cos \varphi_0).$$

$$\begin{aligned} \Delta_{02} &= \int_0^{\varphi_0} \bar{\mathfrak{M}} m ds = -p r^4 \frac{1}{\cos \varphi_0} \\ &\quad - \int_0^{\varphi_0} \left(\cos \varphi - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right) (\cos \varphi - \cos \varphi_0) d\varphi; \end{aligned}$$

$$(18) \quad \Delta_{02} = \frac{1}{2} p r^4 \left[\sin \varphi_0 \left(\frac{2 \operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right) - \frac{\varphi_0}{\cos \varphi_0} \right].$$

Die Verschiebung δ_{22} des Systems II in B, hervorgerufen durch $X_2 = 1$ in B, wird in gleicher Weise nur mit folgender Überlegung ermittelt. Der genannte Belastungsfall a (Abb. 4) wird zerlegt in den Fall b, $X_2 = 1$ in A des Systems II und den Fall c, $X_2 = 1$ in B und -1 in A. Wie man leicht erkennt, wird die Fortpflanzung der Biegemomente im Fall c durch das im Punkte A auftretende Gegenmoment unterbunden, so daß innerhalb der Punkte A das System seine Form nicht ändert und Verschiebungen nur außerhalb von A entstehen können. Die gesamte Verschiebung des Belastungsfalles a ist gleich der Summe der Verschiebungen der Fälle b und c. $\delta_{22} = \delta_{22,b} + \delta_{22,c}$. Nach dem Arbeitsprinzip Gl. (11) wird

$$\delta_{22,b} = \int_0^{\varphi_0} \bar{\mathfrak{M}} m ds,$$

wobei $\bar{\mathfrak{M}}$ das Moment des Systems II für den Belastungsfall b und m das Moment des Systems I in einem beliebigen Bogenpunkt für den gleichen Belastungsfall bedeutet. Um $\bar{\mathfrak{M}}$

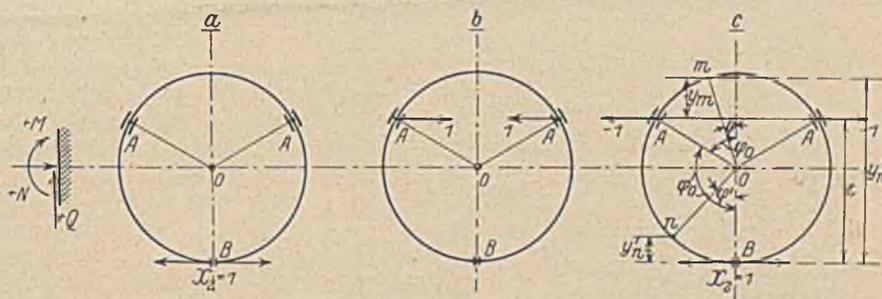


Abb. 4.

zu ermitteln, muß zunächst das System II für die Belastung b gelöst werden.

$$\Delta'_{01,b} = \int_0^{\varphi_0} \bar{\mathfrak{M}} \cdot 1 \cdot ds.$$

Hierin bedeutet

$$\mathfrak{M} = -y = -r (\cos \varphi - \cos \varphi_0)$$

und damit wird

$$\Delta'_{01,b} = -r^2 \int_0^{\varphi_0} (\cos \varphi - \cos \varphi_0) d\varphi = -r^2 (\sin \varphi_0 - \cos \varphi_0 \varphi_0).$$

Nach Gl. (5) und (13) ist

$$\begin{aligned} \bar{x}_{12,b} &= -\frac{\Delta'_{01,b}}{\delta'_{11}} = r \frac{1}{\varphi_0} (\sin \varphi_0 - \cos \varphi_0 \varphi_0) \\ &= r \cos \varphi_0 \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right); \end{aligned}$$

$$(19) \quad \bar{x}_{12,b} = -\bar{a}_1 r \cos \varphi_0.$$

Für den Fall c wird (Abb. 4)

$$(20) \quad \bar{x}_{12,c} = +t = r(1 + \cos \varphi_0).$$

Die zum Belastungsfall a gehörige statisch unbestimmte Größe \bar{x}_{12} des Systems II ergibt sich mit

$$\bar{x}_{12} = \bar{x}_{12,b} + \bar{x}_{12,c} = -\bar{a}_1 r \cos \varphi_0 + r(1 + \cos \varphi_0);$$

$$(21) \quad \bar{x}_{12} = r [\cos \varphi_0 (1 - \bar{a}_1) + 1].$$

Das Moment \bar{M} für Fall b System II ist nach Gl. (8) und (19):

$$\begin{aligned} \bar{M} &= M + \bar{x}_{12,b} \cdot 1 = -y - \bar{a}_1 r \cos \varphi_0 \\ &= -r(\cos \varphi - \cos \varphi_0) - r \cos \varphi_0 \bar{a}_1; \end{aligned}$$

$$(22) \quad \bar{M} = -r [\cos \varphi - \cos \varphi_0 (1 + \bar{a}_1)].$$

Mit $m = -y = -r(\cos \varphi - \cos \varphi_0)$ liefert die Arbeitsgleichung:

$$(23a) \quad \begin{cases} \delta_{22,b} = \int_0^{\varphi_0} \left\{ -r [\cos \varphi - \cos \varphi_0 (1 + \bar{a}_1)] \right. \\ \quad \times [-r(\cos \varphi - \cos \varphi_0)] r d\varphi; \\ \left. \delta_{22,b} = \frac{1}{2} r^3 \left\{ \varphi_0 [1 + 2 \cos \varphi_0^2 (1 + \bar{a}_1)] \right. \right. \\ \quad \left. \left. - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 (3 + 2 \bar{a}_1) \right\} \right. \end{cases}$$

Die Verschiebung $\delta_{22,c}$ folgt in ähnlicher Weise (Abb. 4):

$$\delta_{22,c} = \int_0^{\varphi_0'} \bar{M} m ds = \int_0^{\varphi_0'} (-y') (-y') r d\varphi.$$

Mit Einsatz von $y' = r(1 - \cos \varphi')$ berechnet sich

$$\delta_{22,c} = r^3 \int_0^{\varphi_0'} (1 - 2 \cos \varphi' + \cos \varphi'^2) d\varphi.$$

Nach Berücksichtigung von

$$\begin{aligned} \cos \varphi_0' &= \cos (180^\circ - \varphi_0) = -\cos \varphi_0, \\ \sin \varphi_0' &= \sin (180^\circ - \varphi_0) = \sin \varphi_0 \end{aligned}$$

und $\varphi_0' = 180^\circ - \varphi_0 = \pi - \varphi_0$

liefert die Integration:

$$(23b) \quad \delta_{22,c} = \frac{1}{2} r^3 [3(\pi - \varphi_0) - \sin \varphi_0 (\cos \varphi_0 + 4)].$$

Die Gesamtverschiebung für Fall a wird als Summe von Gl. (23a) und (23b):

$$(24) \quad \left\{ \begin{aligned} \delta_{22} &= \frac{1}{2} r^3 \left\{ \varphi_0 [1 + 2 \cos \varphi_0^2 (1 + \bar{a}_1)] \right. \\ &\quad \left. - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 (3 + 2 \bar{a}_1) + 3(\pi - \varphi_0) - \sin \varphi_0 (\cos \varphi_0 + 4) \right\}. \end{aligned} \right.$$

Die Verschiebung δ_{23} des Punktes B in der Richtung X_2 für die Belastung des Systems II mit $X_3 = 1$ in B ist

$$(25) \quad \delta_{23} = \int_0^{\varphi_0} \bar{M} m ds = \int_0^{\varphi_0} (+1) (-y') r d\varphi = -r^2 \int_0^{\varphi_0} (1 - \cos \varphi') d\varphi;$$

Die Verdrehung δ_{33} in B in der Richtung X_3 für die Belastung des Systems II mit $X_3 = 1$ in B ist

$$(26) \quad \begin{aligned} \delta_{33} &= \int_0^{\varphi_0} \bar{M} m ds = \int_0^{\varphi_0} (+1) (+1) r d\varphi = r \int_0^{\varphi_0} d\varphi = r \varphi_0'; \\ \delta_{33} &= r(\pi - \varphi_0). \end{aligned}$$

Die durch $X_3 = 1$ verursachte statisch unbestimmte Größe \bar{x}_{13} des Systems II wird, wie leicht einzusehen ist,

$$(27) \quad \bar{x}_{13} = -1.$$

Die Gleichung (3) und die Elastizitätsbedingungen (7) liefern mit Einsatz der oben berechneten Verschiebungen aus Gl. (18), (24), (25) und (26) die statisch unbestimmten Größen X_1, X_2, X_3 des Systems III in der Form:

$$(28) \quad \begin{cases} X_1 = a_1 p r^2, \\ X_2 = a_2 p r, \\ X_3 = a_3 p r^2. \end{cases}$$

Zwischen a_1, \bar{a}_1, a_2 und a_3 besteht nach Gl. (3) mit Einsatz der Werte X_1, X_2, X_3 aus Gl. (28) und der Größen \bar{x}_{12} und \bar{x}_{13} nach Gl. (21) und (27) die Beziehung:

$$(29) \quad \begin{aligned} a_1 p r^2 &= \{ \bar{a}_1 + a_2 [\cos \varphi_0 (1 - \bar{a}_1) + 1] - a_3 \} p r^2; \\ a_1 &= \bar{a}_1 + a_2 [1 - \cos \varphi_0 (\bar{a}_1 - 1)] - a_3. \end{aligned}$$

Bezeichnet man die Klammerausdrücke in den Verschiebungsgleichungen (18), (24), (25), (26) mit c_{02}, c_{22}, c_{23} und c_{33} :

$$(30) \quad \begin{cases} c_{02} = \sin \varphi_0 \left(\frac{2 \operatorname{tg} \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right) - \frac{\varphi_0}{\cos \varphi_0}, \\ c_{22} = \varphi_0 [1 + 2 \cos \varphi_0^2 (1 + \bar{a}_1)] - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 (3 + 2 \bar{a}_1) \\ \quad + 3(\pi - \varphi_0) - \sin \varphi_0 (\cos \varphi_0 + 4), \\ c_{23} = -(\pi - \varphi_0 - \sin \varphi_0), \\ c_{33} = \pi - \varphi_0, \end{cases}$$

so wird

$$(31) \quad a_2 = -\frac{c_{02} c_{33}}{c_{22} c_{33} - 2 c_{23}^2}, \quad a_3 = \frac{c_{02} c_{23}}{c_{22} c_{33} - 2 c_{23}^2}.$$

Mit den Gl. (30), (31), (14) und (29) sind die a -Werte und damit die statisch unbestimmten Größen nach Gl. (28) gegeben. Die weiteren statischen Größen M, N, Q des Systems III sind mit Gl. (8) bestimmt. Werden die entsprechenden Festwerte s von X_1, X_2, X_3 eingesetzt, so folgt innerhalb der Punkte A (Abb. 4):

$$(32) \quad \begin{cases} M_m = \bar{M}_m + X_1 \cdot 1 + X_2 (-y') + X_3 \cdot 1; \\ N_m = \bar{N}_m + X_2 \cos \varphi; \\ Q_m = \bar{Q}_m + X_2 (-\sin \varphi). \end{cases}$$

\bar{M}_m ist mit Gl. (10) gegeben, \bar{N}_m berechnet sich aus der Tangentialkomponente aller links von m liegenden Kräfte mit

$$\bar{N}_m = -\bar{Q} \sin(\varphi_0 - \psi) + p r \int_{\psi}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \psi) d\varphi.$$

Nach Einsatz von \bar{Q} aus Gl. (9) und Auswertung wird

$$(33) \quad \bar{N}_m = -p r \left(\frac{\cos \psi}{\cos \varphi_0} - 1 \right).$$

\bar{Q}_m ergibt sich aus der Radialkomponente aller links von m liegenden Kräfte mit

$$\bar{Q}_m = \bar{Q} \cos(\varphi_0 - \psi) - p r \int_{\psi}^{\varphi_0} \cos(\varphi - \psi) d\varphi.$$

Mit Einsatz von \bar{Q} aus Gl. (9) und Integration berechnet sich

$$(34) \quad \bar{Q}_m = p r \frac{\sin \psi}{\cos \varphi_0}$$

Außerhalb der Punkte A wird $\bar{M}_m = \bar{N}_m = \bar{Q}_m = 0$.

(Fortsetzung folgt.)

AMERIKANISCHE GRÜNDUNGSVERFAHREN.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. H. Griesel.

Übersicht: Es wird an typischen Beispielen erläutert, wie die Rationalisierung und Standardisierung in der amerikanischen Bauindustrie auch auf die bautechnische Durchbildung der einzelnen Gründungsverfahren ausgedehnt worden ist, um die Gründungsprobleme leichter zu beherrschen und bei ihrer Lösung wie bei den Bauausführungen über der Erde zu schnelleren und wirtschaftlicheren Arbeitsverfahren zu gelangen.

In gleicher Weise wie die Rationalisierung und Standardisierung im amerikanischen Bauwesen¹ für die Bauausführungen über der Erde schnelle und wirtschaftliche Arbeitsverfahren herausgebildet hat, entwickelte sie solche auch für die Arbeitsausführungen in der Erde. Von diesen sind die Gründungsverfahren die wichtigsten, die bekanntlich als reine künstliche Maßnahmen nur zusätzliche Bauarbeiten gegenüber den sonst üblichen Fundierungen bedeuten, um bei dem zu errichtenden Bauwerk die erwünschte Standsicherheit oder Tieferführung zu erreichen, wenn die gegebenen Baugrundverhältnisse dieses nicht ohne weiteres zulassen. Diese Gründungsverfahren sind bautechnisch heute so weit durchgebildet, daß selbst unter den schwierigsten Verhältnissen ihre erfolgreiche Ausführung bei den großen Hochhäusern und Brückenbauten in kürzester Zeit gewährleistet ist, wodurch sie beim Studium der Organisationen, der Arbeitsverfahren und der konstruktiven Leistungen im Bauwesen in den Vereinigten Staaten die Aufmerksamkeit besonders auf sich lenken. Denn ihre Standardisierung hat die rasche Entstehung der großen Bauwerke, die in ihrer immer schnelleren Aufeinanderfolge für das gewaltige Anwachsen der amerikanischen Wirtschaftskraft so bezeichnend sind, wesentlich erleichtert, weil durch sie nicht nur die Probleme, die bei so großen Gründungsaufgaben auftreten, dort schneller und besser beherrscht, sondern auch die Baukosten und die Bauzeiten erheblich herabgedrückt wurden. Sie hat somit neben einer Rationalisierung gleichzeitig zur Erreichung einer höheren Leistungsfähigkeit im amerikanischen Bauwesen beigetragen und, da dadurch bei den Gründungen, einem der schwierigsten und kostspieligsten Arbeitsgebiete der Bauausführungen, die aufzuwendenden Arbeiten und Kosten auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden konnten, so für die amerikanischen Baubetriebe einen bemerkenswerten wirtschaftlichen Erfolg gebracht.

In der Zweckbestimmung unterscheiden sich die amerikanischen Gründungsverfahren nicht von den bei uns üblichen. So dienen die Pfahlgründungen zur Abfangung des zu errichtenden Bauwerkes in Höhe des Grundwasser- oder offenen Wasserspiegels, und die Absenkungsverfahren zur Herabführung des Bauwerks bis zur gewünschten Tiefe unter den im Baubereich bestehenden Wasserspiegel. Bei den Pfahlgründungen berechnet man die Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle, soweit es sich um Gründungen in den grundwasserführenden alluvialen Bodenschichten handelt, ebenfalls aus dem Eindringungswiderstand nach den Rammformeln:

$$(1) \quad P = \frac{2Wh}{S+1}^2 \quad \text{und} \quad (2) \quad P = \frac{2Wh}{S+0,1}^2$$

und bei den Gründungen in offenen Gewässern, wie Flüssen, Seen usw., weiter aus ihrer Knicksicherheit. Bei den Brunnen- bzw. Caisson-Gründungen werden zur Bestimmung der Schneidkranz- und Wandstärken die maximalen Beanspruchungen bei

¹ Näheres hierüber: „Rationalisierung und Standardisierung in der Bauindustrie der Vereinigten Staaten von Amerika“ Zeitschrift V.D.I. vom 16. März 1929 und „Die Rationalisierung des Betonbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ Bauwelt Heft 25, 1929.

² Die Gl. (1) gilt für freifallendes Bargegewicht und (2) für einfach wirkende Schlaghämmer; es bedeutet hierin: P = zulässige Tragfähigkeit in tons, W = Schlaggewicht in tons, h = Fallhöhe des Schlaggewichts in foot und S = durchschnittliches Eindringen des Pfahles bei den letzten 5 Schlägen in inch.

Eck- bzw. Mittelunterstützung während voller Belastung beim Absenken zugrunde gelegt. Wenn so die amerikanischen Gründungsverfahren in der Zweckbestimmung und der Theorie gegenüber denjenigen anderer Länder nichts unterscheidendes aufweisen, erlangten sie aber in der bautechnischen Durchbildung und damit in ihrer Wirtschaftlichkeit eine beachtenswerte Überlegenheit.

I. Die Gründungsverfahren ohne Beseitigung des Grundwasser- oder offenen Wasserstromes im Baubereich.

Zu diesen Gründungsverfahren gehören alle Pfahlgründungen, die von oberhalb des Grundwasser- oder des offenen Wasserspiegels, wie z. B. in Flüssen, Seen usw., ausgeführt werden. Bei ihnen hat man zu unterscheiden zwischen Gründungen mit Holz- oder künstlichen Pfählen.

a) Die Holzpfahlgründungen. Da die zur Verwendung kommenden Holzpfähle, so wie sie die Natur als Baumstämme liefert, nach geringer Zurichtung in der erforderlichen Länge und Anzahl eingerammt werden, um auf ihnen das zu errichtende Bauwerk aufzuführen, mußten sich hierbei die Verbesserungen der Arbeitsverfahren auf eine Steigerung der Leistungsfähigkeit des Rammergerätes beschränken. So hat man für die leichten Rammarbeiten die Holzramme mit freifallenden Rammhaken beibehalten. Sie besteht aus einem einfachen, leicht auf- und abzubauenen Rammgerüst, das im Bedarfsfalle durch einen Aufsatz, wie ihn Abb. 1 zeigt, schnell erhöht werden kann, um auch sehr lange Pfähle und Spundbohlen bequem aufzurichten und rammen zu können. Als Kraftmaschine dient der stehende Dampfkessel, der mit der Windmaschine, soweit wie möglich, außerhalb des Rammgerüsts auf der Plattform aufgestellt wird, um der Ramme eine gute Standsicherheit zu geben. Durch die sehr schnell laufenden Spillköpfe der Dampfwinde wird der Rammhaken mit der Hand mittels eines Hanftaus, als Zugorgan, rasch gehoben und fallen gelassen,

wodurch eine schnelle Schlagfolge und jeweils eine gute Anpassung an die Schlagwirkung ermöglicht wird. Zum leichten und raschen Verholen der Ramme nach seitwärts, schräg, vor- und rückwärts durch Taue mit Hilfe der Dampfwinde ruht die Ramme auf zwei eisernen oder hölzernen Walzen. Als Pfahlführung dient die Rammhaube, die ebenso wie der Rammhaken in den beiden vordersten gleichzeitig als Läuferrollen dienenden Pfosten des Rammgerüsts gleitet. Bei dieser konstruktiven

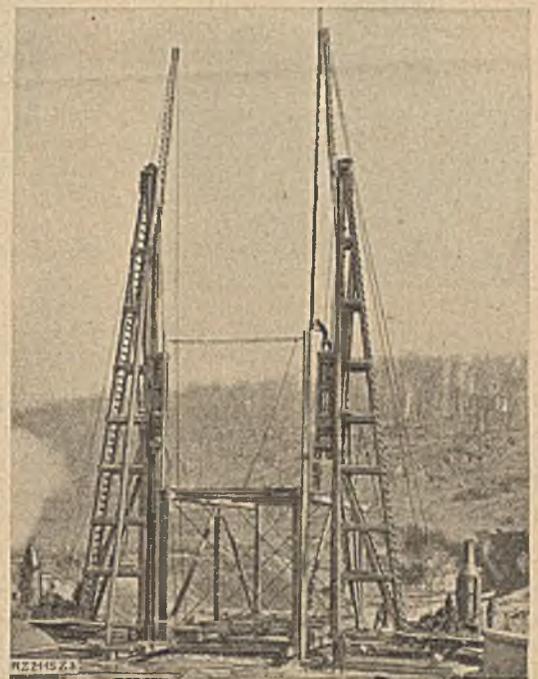


Abb. 1. Die Holzramme mit aufgesetzter Verlängerung.

wodurch eine schnelle Schlagfolge und jeweils eine gute Anpassung an die Schlagwirkung ermöglicht wird. Zum leichten und raschen Verholen der Ramme nach seitwärts, schräg, vor- und rückwärts durch Taue mit Hilfe der Dampfwinde ruht die Ramme auf zwei eisernen oder hölzernen Walzen. Als Pfahlführung dient die Rammhaube, die ebenso wie der Rammhaken in den beiden vordersten gleichzeitig als Läuferrollen dienenden Pfosten des Rammgerüsts gleitet. Bei dieser konstruktiven

Durchbildung ist die Holzramme für leichte Rammarbeiten ein sehr anpassungsfähiges und schnell arbeitendes Rammergerät.

Für die schwereren Rammarbeiten verwendet man die einfach- oder doppeltwirkenden Schlaghammer, die durch das Rammgerüst der Holzramme oder einer ähnlichen Vorrichtung geführt bzw. an dem Ausleger eines Krans usw. aufgehängt werden. Zum Rammen von Pfählen gibt es etwa vier Größen der doppeltwirkenden Schlaghammer mit einem Schlaggewicht von rd. $\begin{matrix} 800, \\ 1500, 2500 \text{ und } 3600 \text{ lbs;} \\ 680, 1135 \text{ und } 1630 \text{ kg;} \end{matrix}$ der leichteste kann bis 225 und der schwerste bis 120 Schläge in der Minute ausführen. — Für das Eintreiben leichter Spundwände sind von diesen noch etwa 5 kleinere Hämmer markt-gängig, von denen der leichteste über 500 Schläge in der Minute leisten kann. — Diese Schlaghämmer stellen das wirksamste und ansprechendste Rammergerät in engen Baugruben durch ihre hohe Schlagzahl und insbesondere durch ihre Unabhängigkeit von einem Rammgerüst, ihre

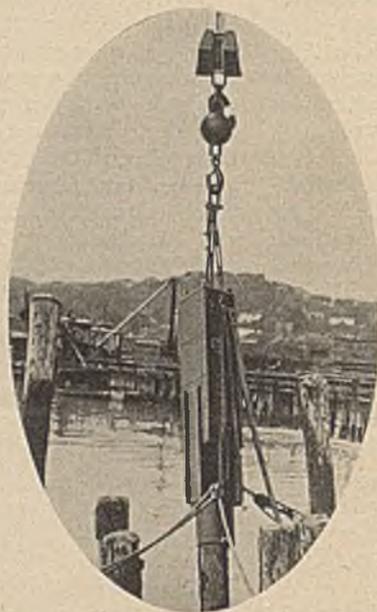
Der Schlaghammer in umgekehrter Aufhängung an einem Kran dient als Pfahlzieher (Abb. 3).

Diese bautechnische Durchbildung des Rammgeräts führte zu einer wesentlichen Steigerung der Rammleistungen und gleichzeitig zu einer erheblichen Vereinfachung und Verbilligung der Rammarbeiten auf den amerikanischen Baustellen.

b) Die Pfahlgründungen mit künstlichen Pfählen. Hierfür kommen als Pfähle in Betracht: Die reinen Beton-, die Eisenbeton- und die Betonpfähle mit einer eisernen Rohrummantelung. Bei den reinen Beton- und Eisenbetonpfählen hat man zu unterscheiden, ob sie vorher angefertigt und dann eingerammt oder erst in der Erde hergestellt werden sollen. Im letzteren Falle ist zuerst ein eisernes Rohr, das nach dem einen Verfahren während der Herstellung des Pfahles zur weiteren Verwendung wieder herausgezogen wird, in das Erdreich einzutreiben; aus ihm ist dann zunächst der Erdkern zu



a)



b)

Abb. 2a und b.
Die Aufhängung eines Schlaghammers bei der Rammung von Schrägpfählen.

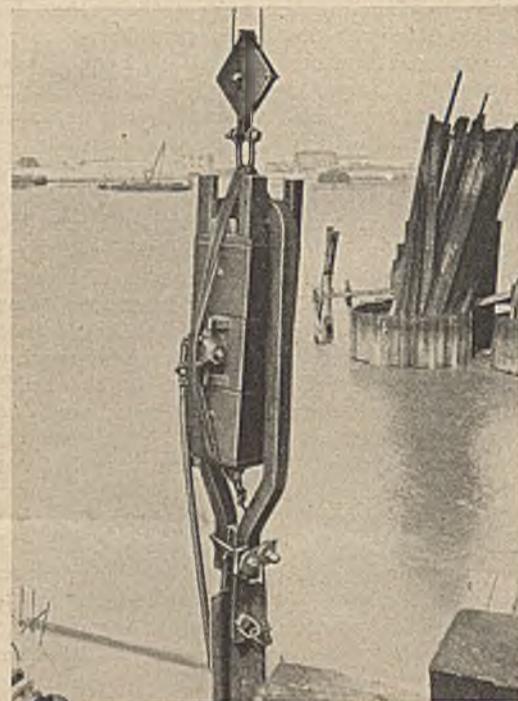


Abb. 3. Die Aufhängung
des Schlaghammers beim Pfahlziehen.

leichte Transport- und Handhabungsmöglichkeit sowie ihre geringe Raumbeanspruchung während des Rammens dar. An einem Schwenkkran aufgehängt, können sie mit diesem an jede beliebige Stelle gebracht werden und benötigen von hier aus bloß eine Verbindung mit dem Dampfkessel durch den Dampfzuführungsschlauch. Steht nur ein Luftkompressor als Kraftquelle zur Verfügung, so können sie auch an diesen angeschlossen werden. Unten an den Schlaghämmer befindet sich die Pfahlführung, die für die jeweilige Pfahlform leicht auswechselbar ist; durch diese können bei entsprechender Aufhängung des Hammers auch Schrägpfähle in den üblichen Neigungen geschlagen werden, ohne ein schrägestelltes Rammgerüst oder eine sonstige Vorkehrung erforderlich zu machen (Abb. 2a und b).

Eine Sonderkonstruktion dieser Schlaghämmer ermöglicht es, Pfähle bis über 25 m unter den Wasserspiegel ohne irgend eine Aufjungerung herunterzuschlagen.

Beim Rammen vom Wasser oder von einer ähnlich schwankenden Grundlage aus verwendet man eine Rammbarführung, die am Rammgerüst oder einem Kranausleger freischwebend aufgehängt wird, um so das Schlagorgan und damit die Schlagwirkung von den Schwankungen der Ramme usw. ganz unabhängig zu machen.

entfernen, bevor der Pfahl im Rohr gegossen bzw. gepreßt werden kann.

1. Die Betonrammpfähle: Reine Betonpfähle werden selten vorher hergestellt und dann nach ihrer Erhärtung eingerammt, weil sie beim Transport und Rammen zu leicht zerbrechen; hierfür kommen fast ausschließlich die umschnürten Eisenbetonpfähle in Frage. Im allgemeinen werden solche Eisenbetonpfähle nur für die Gründungen im offenen Wasser wie bei Brücken-, Rampen- und ähnlichen Bauwerken vorher hergestellt, damit nach ihrem Einrammen das Bauwerk über dem Wasserspiegel gleich weiter fortgeführt werden kann, um so Arbeitsunterbrechungen zu vermeiden. Die aus solchen Pfählen oben herausragende Eisenbewehrung und der Pfahl selbst werden durch entsprechende Auffütterung der Rammhaube vor Beschädigungen beim Rammen geschützt. Als Rammgerät benutzt man hierfür heute fast ausschließlich den doppeltwirkenden schnell schlagenden Schlaghammer von entsprechendem Gewicht. Die Herstellung der Pfähle erfolgt, wenn irgend möglich, auf der Baustelle, um ihren Transport und die dabei leicht vorkommenden Beschädigungen möglichst auszuschalten. Die Umschnürung und die innere Eisenbewehrung der Pfähle werden unter weitgehender Anwendung des Schweißverfahrens hergestellt, damit durch die so erreichte größere Steifigkeit beim

Gießen der Pfähle ein Ausweichen oder Verschieben von einzelnen Teilen der Eisenbewehrung verhütet wird.

2. Die im Baugrund herzustellen Pfähle: Diese Pfahlgründungen haben in den amerikanischen Gründungsverfahren eine weit größere Bedeutung als die mit Beton-Rammpfählen ausgeführten Gründungen. Hierbei hat man drei Pfahlarten zu unterscheiden:

a) Der Preßbetonpfahl: Zunächst wird ein eisernes Rohr bis zur gewünschten Tiefe eingerammt, danach durch Preßluft im Spülverfahren der im Rohr befindliche Erdkern ausgeblasen und das Rohr gereinigt. Hierauf setzt man die fertiggestellte Eisenbewehrung, wenn eine solche vorgesehen ist, in das Rohr ein und preßt das Rohr mit Beton allmählich voll, wobei es gleichzeitig zur weiteren Verwendung, entsprechend der Betonfüllung, langsam wieder herausgezogen wird. Ist der Baugrund sehr nachgiebig, so erfolgt die Einpressung des Betons mit stärkerem Druck, um eine größtmögliche Verdichtung des Untergrunds zu erreichen. Oft wird das Eisenrohr nach seinem Ausblasen und Reinigen zunächst mit einem Betonpfropfen abgedichtet, bevor der weitere Pfahl hergestellt wird, oder ein Holzpfahl als Verlängerung durch das Rohr eingetrieben (Abb. 4). Welches von diesen Sonderverfahren ausgeführt wird, richtet sich nach dem Baugrund und den besonderen Anforderungen, die an eine solche Pfahlgründung gestellt werden. Diese Verfahren entsprechen also den bei uns angewandten Simplex-, Mast-, Strauß- und Wolfsholz-Systemen.

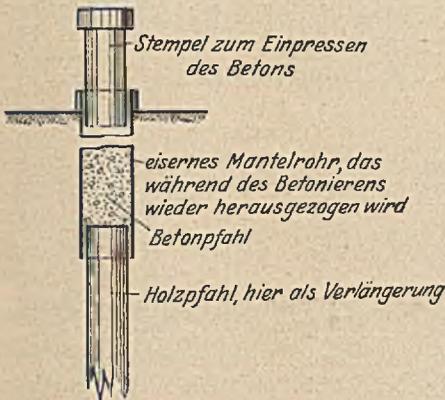


Abb. 4. Der Preßbetonpfahl mit einem Holzpfahl als Verlängerung (schematisch dargestellt).



Abb. 5. Eisenblech-Rohr des Raymond-Pfahls

β) Der Raymond-Pfahl: Zur Herstellung dieses Pfahles dient ein dünnes konisches Eisenblechrohr, das innen durch eine eingelegte Drahtspirale verstärkt ist (Abb. 5), über den Spezialrammdorn, der gleich der Länge des herzustellenden Pfahles sein muß, gestreift und in den Baugrund durch eine Ramme mit diesem Spezialrammdorn eingetrieben wird. Ist das Mantelrohr bis zur gewünschten Tiefe eingerammt, so zieht man aus ihm den Rammdorn heraus, setzt die vorher hergestellte besondere Eisenbewehrung für den Pfahl in das hohle Rohr hinein und bringt dann den Beton ein. Dieses eiserne Blechrohr dient einmal zur Bodenverdichtung wie bei der Holzpfahlrammung und, da es auch wasserdicht hergestellt werden kann, anderseits zur Herstellung des Pfahles im Trocknen. Oft setzt man anstatt der Eisenbewehrung einen Holzpfahl ein, den man mit Beton umgießt. Durch Aufbringen einer Schutzschicht auf der inneren Mantelfläche kann der herzustellende Betonpfahl gegen schädliche Angriffe im Baugrund noch geschützt werden.

γ) Der Eisenrohrpfahl: Bei dieser Pfahlgründung rammt man ein stärkeres Eisenrohr bis zur tragfähigen Schicht in den Baugrund ein, bläst durch Preßluft im Spülverfahren oder bringt mit einem Spezialbagger den Erdkern aus dem Rohr, setzt dann die besondere Eisenbewehrung hinein und stellt nun den Betonpfahl im Innern des Mantelrohres im Preß- bzw. Stampfverfahren her. Diese Pfahlgründung wird hauptsächlich bei der Gründung der Hochhäuser angewendet, wobei

diese Pfähle zur Standsicherheit solcher Gebäude bis auf den tragenden Felsen herabgeführt werden müssen; auch zu Unterfangungen (Abb. 6) benutzt man sie vielfach. Die einzelnen

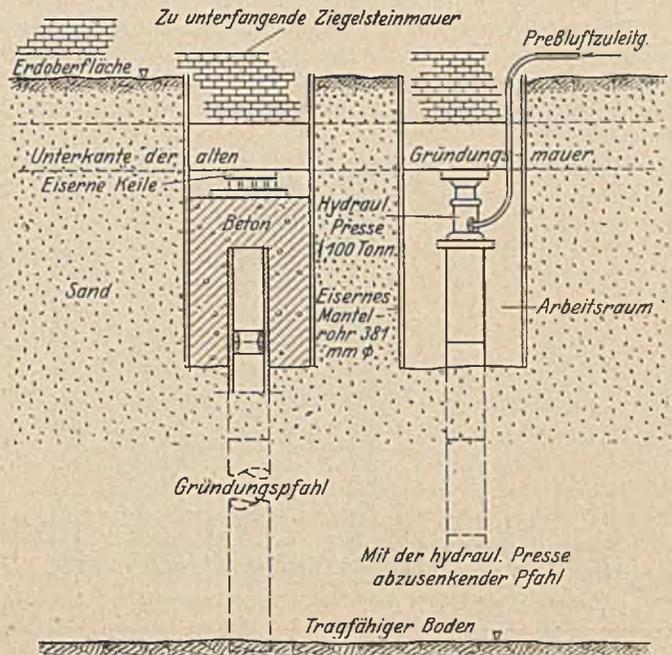


Abb. 6. Schematische Darstellung der Ausführung einer Mauerunterfangung.

Eisenrohre haben eine Länge von 4 bis 6 m, damit sie bequem zu handhaben und zu rammen sind; ihr Durchmesser beträgt gewöhnlich etwa 14 bis 16" (35 bis 40 cm). Das Aufeinandersetzen der einzelnen Rohrlängen erfolgt durch besondere Ringe mit konischen Ansätzen. Bei den Unterfangungen verwendet man weit kürzere Rohrlängen, wo dies erforderlich ist, um ein möglichst bequemes und rasches Arbeiten zu haben, da die Spezialverbindungsringe ein leichtes und senkrecht Aufeinandersetzen der einzelnen Rohrstücke gewährleisten. Eine solche Pfahlgründung wurde bei der Abfangung der beiden Uferschächte auf der New Jersey Seite für die Ventilationsanlage des Holland-Tunnels ausgeführt, bei dem für jeden dieser Schächte 42 eiserne Betonrohrpfähle von je 609 mm Ø bis zum Felsen auf 76,20 m herabgeführt und dann 32,45 m unter Mittelhochwasser des Hudsons abgeschnitten wurden³.

Bei den Unterfangungen setzt man die Pfähle oder tiefer geführte Grundmauerstücke durch hydraulische Pressen unter Überdruck, bevor man das Füllstück zwischen der Unterfangung und der alten Grundmauer einfügt, um jegliches Setzen des Bauwerks nachträglich auszuschließen. Hierdurch wird auch die Tragfähigkeit der neuen Gründung festgestellt bzw. nachgeprüft. Abb. 7 zeigt eine solche hydraulische Presse, bei der zur leichteren Handhabung die Pumpe und der Druckkolben getrennt gebaut sind.

Die bei diesen Betonpfahlgründungen zur Anwendung kommenden Arbeitsverfahren, wie sie vorstehend kurz gekenn-



Abb. 7. Hydraulische Presse für Unterfangungen.

³ Näheres hierüber: „Der Hollandtunnel unter dem Hudson, sein Bau, sein Betrieb und Verkehr“ Der Straßenbahnbau 1929, Nr. 10, 11 und 12.

zeichnet sind, gestatten eine sehr schnelle und wirtschaftliche Gründung von Bauwerken.

II. Die Absenkungsverfahren.

Da es sich bei den Absenkungsverfahren immer um Gründungen handelt, bei denen das Bauwerk unter dem Grundwasser- oder offenen Wasserspiegel bis zur tragfähigen Bodenschicht bzw. auf den Felsen herabgeführt wird, hat man zu

a) Das Absenkungsverfahren unter Ausbaggerung des Bodens: Hatte man bisher den Schneid- oder Brunnenkranz des abzusenkenen Bauwerkes aus Holz hergestellt, so werden sie heute fast ausschließlich aus Eisen angefertigt, um eine genügend große Festigkeit in dem Schneidkranz bei der Absenkung der großen Bauwerke zu haben. In der Abb. 8 ist eines der größten Gründungsbauwerke, die durch Baggerung in den letzten Jahren in den Vereinigten

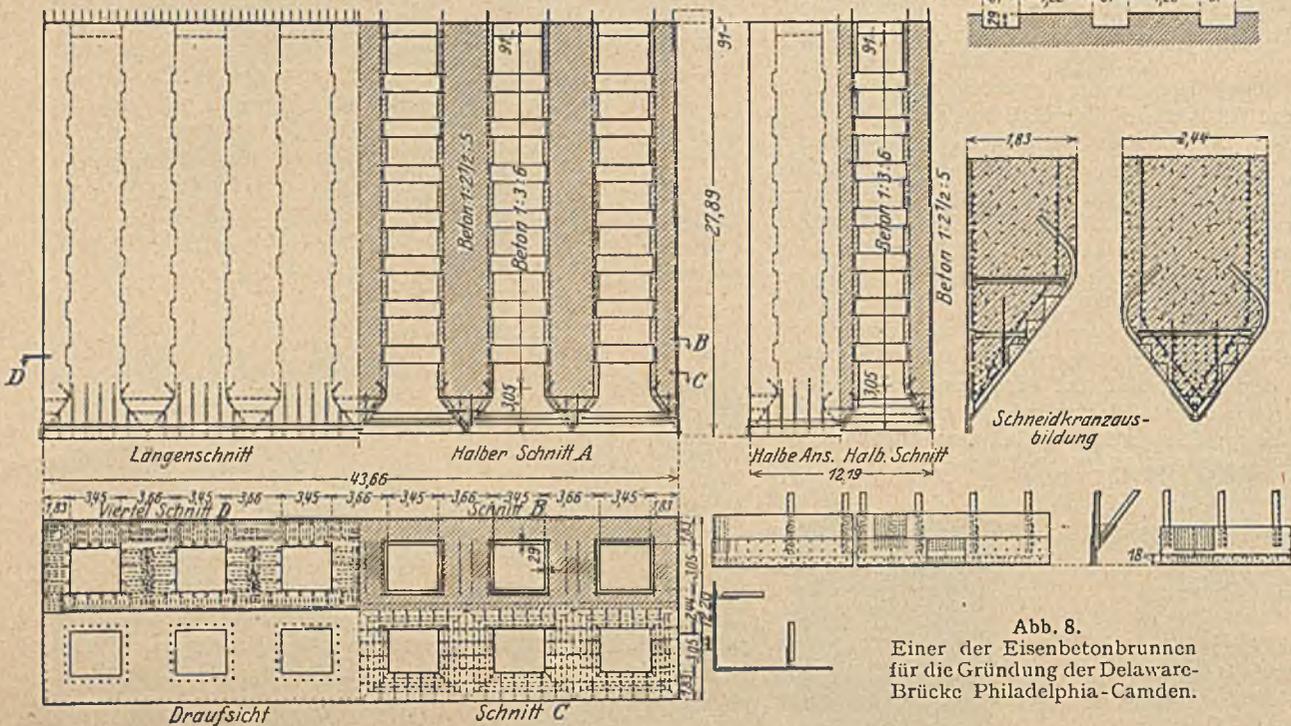


Abb. 8.
Einer der Eisenbetonbrunnen für die Gründung der Delaware-Brücke Philadelphia-Camden.

Staaten abgesenkt wurden, dargestellt.

Es ist einer der Gründungsbrunnen unter den Hängekabel-Verankerungsbauwerken der großen Hängebrücke über den Delawarefluß zwischen Philadelphia und Camden. Jeder Brunnen hat eine Breite von 12,20 m und eine Länge von 43,66 m. Die Absenkungstiefe betrug bis 27,75 m. Jeder Brunnen hatte 12 Bagger-schächte, die nach der Absenkung mit Beton ausge-

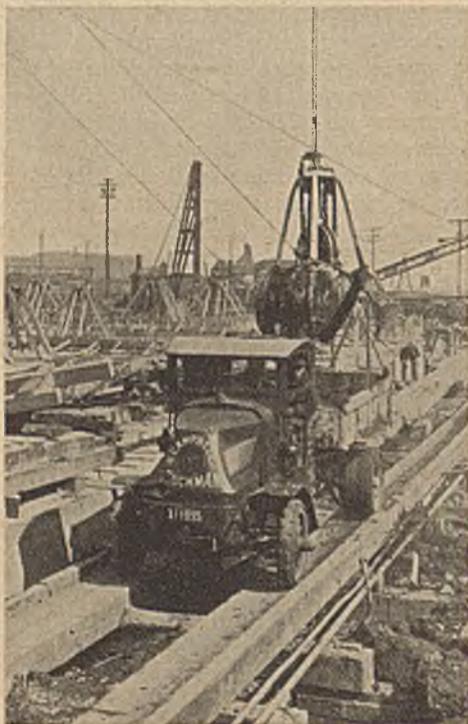


Abb. 9. Apfelsinen-Schalengreifer.

unterscheiden, ob das in der Baugrube auftretende Wasser nach der Absenkung des Bauwerkes oder bereits während dessen Absenkung beseitigt werden soll. Im ersteren Falle erfolgt die Absenkung unter Ausbaggern des Erdreichs, im letzteren durch Ausbringen im Trocknen unter Druckluft unterhalb des Wasserspiegels. Das erste Verfahren ist also nur bei baggerfähigem Boden wie Sand, Schlack, Kies, weichem Ton usw. möglich, in dem keine großen Steine oder Felsstücke und keine alten Kunstbauten oder Versenbaggerfähig sind,

gefüllt wurden. Die Einzelheiten, insbesondere die Ausbildung der Schneidkanten, sind aus der Abbildung zu ersehen.

Als Baggergerät für alle diese Absenkungsarbeiten dient der Apfelsinen-Schalengreifer (Abb. 9), der nicht nur zur Baggerung größerer Steine usw., sondern vor allem auch für die Ausbaggerung des Bodens dicht an den inneren Schneidflächen des abzusenkenen Bauwerkes besonders geeignet ist und somit, neben seiner großen Leistungsfähigkeit, ein gleichmäßiges Absenken auch bei festeren Bodeneinsprengungen gewährleistet.

b) Die Absenkungsverfahren unter Druckluft: Während früher bei den Druckluftgründungen in den Vereinigten Staaten sehr häufig schwere Beschädigungen und Todesfälle bei den unter Wasser in der Druckluftkammer beschäftigten Arbeitern eintraten, sind sie heute durch gesetzliche Vorschriften und die dadurch bedingten örtlichen Vorsichtsmaßnahmen selten geworden. Von allen Gründungsverfahren unter dem Grundwasser- oder offenen Wasserspiegel ist heute das Druckluftverfahren das verbreitetste. Es gibt für die Arbeiten in der Druckluftkammer dort bereits Spezialisten, „Sand Hogs“ genannt, d. h. Arbeiter, die nach solchen Arbeitsmöglichkeiten von Stadt zu Stadt reisen, weil dem ungelerten Arbeiter für diese Arbeiten höhere Löhne als sonst gezahlt werden. Die Druckluftgründung kommt bautechnisch in den verschiedensten Ausführungen zur Anwendung.

Die Abbildung 10 zeigt einen der Ventilationsschächte des oben erwähnten Holland-Tunnels, der für den Kraftwagenverkehr unter dem Hudson zwischen New York und dem Festlande gebaut wurde⁴. Sie haben eine Breite von rd. 14,40 m und eine Länge von 13,00 m; die Absenkungstiefe betrug rd. 16,00 m. Die Schächte bestehen aus doppelwandig genieteten Blechwänden, die innen durch Winkel- und Flacheisen gegenseitig versteift

kungsstücke aus Holz oder Steinen, die nicht unter dem Wasserspiegel eingelagert liegen.

⁴ Siehe Fußnote 3.

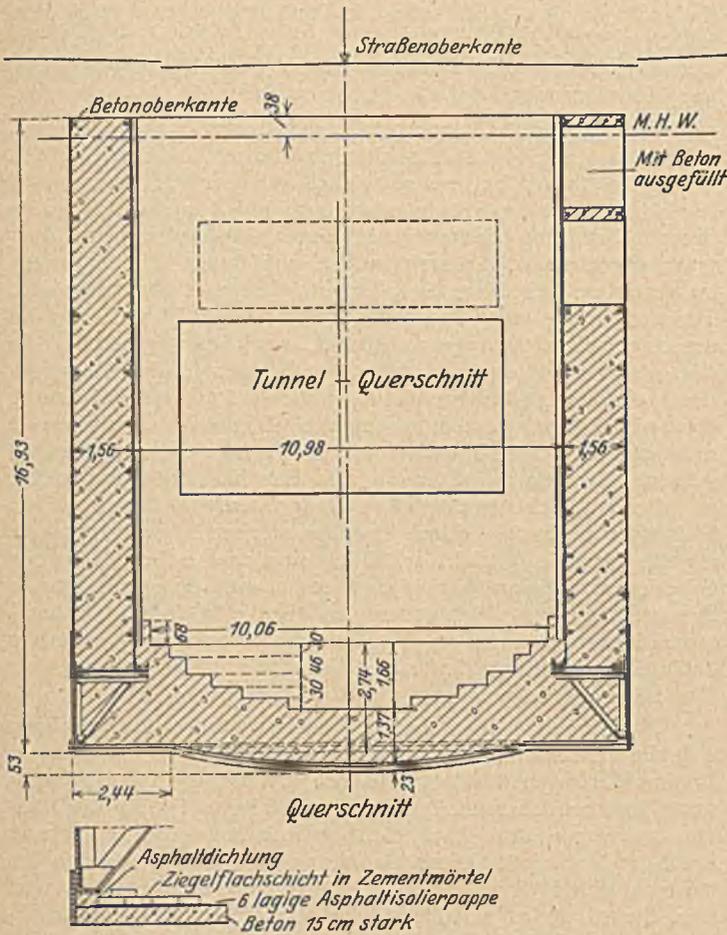


Abb. 10. Brunnen mit eiserner Ummantelung für eine Druckluft-Absenkung.

sind und deren Zwischenraum während der Herstellung mit Beton ausgefüllt wurde. Diese Konstruktion ermöglichte die Hochführung des Bauwerks entsprechend der Absenkung, ohne daß die Gefahr des Reißens der Wände oder der Unterbrechung der Absenkungsarbeiten bestand.

Am häufigsten ist die Brunnengründung, die man bei der Gründung von Hochhäusern vorzugsweise ausführt; Abb. 11 zeigt eine solche während der Absenkung. Die Druckluftkammer ist ein der Gründungstiefe entsprechend langer eiserner



Abb. 11. Die Brunnen-Druckluftgründung eines Hochhauses.

Schaft mit glockenartig erweitertem Schneidkranz, um hier den genügenden Raum für die Erdarbeiten zu schaffen und auf ihm den Brunnenmantel aufbauen zu können. Der auszubringende Boden und der Arbeiterschichtwechsel geht durch die oben aufgesetzte Druckluftschleuse, um die häufig ein kleiner Bedienungsgang aus Holz führt, wie er auf Abb. 11 zu erkennen ist; der Boden wird durch Kübel mit Bodenentleerung, die von einem Kran in ein Silo entleert werden, ausgebracht, wie ebenfalls die Abbildung zeigt. Ein Kran bedient 3 bis 4 solcher Brunnen während ihrer Absenkung.

Für die Tieferführung von Hochhäusern, um mehrere Kellergeschosse unter der Erdoberfläche zu erhalten, ist die aus Abb. 12 ersichtliche Fangedammkonstruktion bautechnisch bemerkenswert. Sie wurde bei Errichtung des New York Telephone Building, das eine Frontlänge von 65,00 × 79,00 m und 34 Stockwerke bezw. rd. 150 m über die Straßenebene hinausragt, ausgeführt. In dieser Art ist sie zuerst beim Bau des Hudson Terminal Building ausgebildet und dann beim New York Federal Reserve Bank Building weiterentwickelt worden. Wie aus den Abbildungen zu ersehen ist, besteht der Fangedamm, der die Umfassungsmauer für die im Grundwasser liegenden fünf Kellergeschosse und das Fundament für die aufgehenden Außenmauern bildet, aus einzelnen bis zum Felsen abgesenkten Wandstücken von 2,44 m Stärke und je rd. 12,20 m Länge, die durch besonders eingefügte Fugenstücke (Abb. 13) nach der Absenkung zu einer einheitlichen wasserdichten Umfassungsmauer zusammengefügt worden sind. Die unterste Kellersohle liegt 21,50 m unter der Straßenebene bzw. 21,00 m unter dem gewöhnlichen Grundwasserspiegel. Die einzelnen Senkkästen sind aus Beton mit einer anlaufenden Wandstärke von 28 bis 74 cm und einem schweren eisernen Schneidkranz hergestellt worden; ihre Arbeitskammer, deren Decke in einen in der Mitte befindlichen ovalen Druckluftschacht auslief, hatte eine freie Arbeitshöhe von 2,15 m. Nachdem der einzelne Senkkasten 5 m hoch hergestellt war und der Beton abgebunden hatte, wurde mit seinem weiteren Aufbau fortgefahren und seine gleichzeitige Absenkung begonnen und so lange fortgesetzt, bis er den gewachsenen Felsen erreichte. Die tiefste Absenkung betrug bei dem stark zerklüfteten und verwitterten Felsen rd. 23,00 m. Nachdem die Absenkung zweier benachbarter Kästen durchgeführt war, wurde mit der Herstellung der wasserdichten Zwischenfuge begonnen; indem man zunächst beiderseitig der Fuge außen eine dichte eiserne Spundwand herstellte und dazwischen den Boden in der Fuge (0,46 × 2,44 m) bis etwas unter den Grundmauerspiegel aushob. Dann begann man unter Ausnutzung der äußeren Falze in den Stirnwänden der beiden Senkkästen mit der Betonierung der Seitenwandung und setzte hierauf die Druckluftschleuse, in deren Schutz der weitere Bodenaushub in der Fuge und die Verlängerung der Seitenwandungen nach unten abschnittsweise fortgesetzt wurde, bis auch diese Fugendichtung auf den gewachsenen Boden herabgeführt war. Hierauf wurde der in der Fuge noch bestehende Druckluftschacht mit Beton ausgefüllt und dann die Luftschleuse zur weiteren Verwendung entfernt.

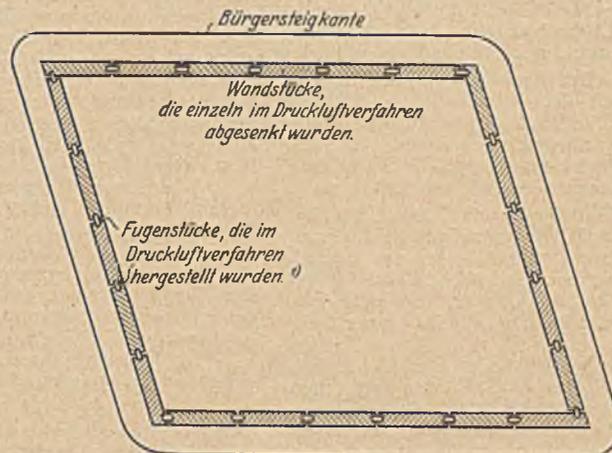


Abb. 12. Die Fangedamm-Konstruktion als Umfassungsmauer des New York Telephone Building.

Um die Holzversteifungen beim Ausheben der Baugrube zwischen der so als Fangedammkonstruktion hergestellten Um-

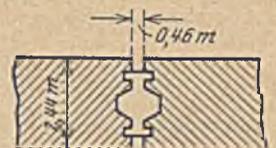


Abb. 13. Die Fugenausbildung.

fassung möglichst gering zu halten, hatte man die Träger der später auszuführenden Kellerdecken soweit als zweckmäßig gleich mit eingebaut und die notwendige Ausgleichung und Berichtigung der Entfernungen zwischen den sich gegenüberliegenden Wandflächen der Umfassungsmauer durch Keilstöße sichergestellt.

Die gesetzlichen Vorschriften im Staate New York begrenzen die täglichen Arbeitszeiten unter Druckluft:

- auf 8 Stunden in zwei Schichten bis zu einem Überdruck von 22 lb,
- auf 2 Dreistundenschichten mit einer dazwischenliegenden Ruheschicht von 3 Stunden bei einem Überdruck von 22 bis 29 lb,
- auf 2 Zweistundenschichten mit einer dazwischenliegenden Ruheschicht von 2 Stunden bei einem Überdruck von 30 bis 34 lb,
- auf 2 Anderthalbstundenschichten mit einer dazwischenliegenden Ruheschicht von 3 Std. bei einem Überdruck von 35 bis 39 lb,
- auf 2 Einstundenschichten mit einer dazwischenliegenden Ruheschicht von 4 Stunden bei einem Überdruck von 40 bis 44 lb,
- auf 2 Dreiviertelstundenschichten mit einer dazwischenliegenden Ruheschicht von 5 Stunden bei einem Überdruck von 45 bis 50 lb.

Zu den Arbeiten unter Druckluft sollen möglichst nur junge Leute mit normal arbeitenden Lungen und Nieren und guter Herztätigkeit zugelassen werden; ältere Leute dürfen keinen zu hohen Blutdruck haben.

Neben den Bauverfahren für die Druckluftgründungen sind auch diejenigen zur Herstellung gewöhnlicher Fangedämme, um Baugruben trocken zu legen, vielfach in Anwendung. Da ihre Wirtschaftlichkeit von den Rammgeräten zum Schlagen der Spundwände abhängig ist, und diese, wie bereits oben ausgeführt, eine hochentwickelte technische Durchbildung erfahren haben, bieten auch diese Fangedammkonstruktionen unter den entsprechenden Voraussetzungen ein geeignetes und wirtschaftliches Mittel für schwierige Gründungsaufgaben unter Wasser in den Vereinigten Staaten. Eine solche Gründung ist in großem Ausmaß bei Errichtung des westlichen Turmes für

die jetzt im Bau befindliche Straßenbrücke über den Hudson bei New York, die eine Mittelöffnung von 1067,50 m und eine freie Durchfahrts Höhe von rd. 65,00 m über Wasserspiegel hat, ausgeführt worden, auf die hier verwiesen sei⁵.

Eine geringere Nutzenanwendung hat man bisher aus dem subtileren Grundwasserabsenkungsverfahren, wie es in den letzten 10 Jahren bei uns entwickelt worden ist, gezogen, weil die Herstellung der Filterrohrbrunnen und Spundwände, sowie deren Absteifung besonders in engen Baugruben, um Auswaschungen bzw. Unterspülungen und damit Einstürzungen zu verhüten, besondere Sorgfalt erfordert und einer schnellen Bauausführung, wie dieses die hohen Kapitalinvestitionen im amerikanischen Bauwesen bedingt, noch entgegensteht. In den meisten Fällen wird das Grundwasser in der Baugrube durch einfache Brunenschächte, in die die Pumpen, Pulsometer usw. eingehängt werden, abgesenkt. Diese Brunnen baggert man zwischen Spundwänden aus und bringt ein entsprechend gebautes Drahtkastenfilter ein, das eine Kiesschüttung erhält. In offenen, leicht zugänglichen Baugruben, bei denen geringe Bodenauswaschungen durch Ansetzen starker Pumpenaggregate für die Umgebung nicht schädlich sind und daher zu keinen Schadenersatzansprüchen führen, senkt man das Grundwasser durch dichtgesetzte Schlagbrunnen ab, die in Galerien zusammengefaßt und dann an die Pumpen angeschlossen werden. Auch hier wird die staffelförmige Grundwasserabsenkung, soweit dies nötig ist, angewandt.

Wie bereits oben hervorgehoben wurde, kennzeichnen sich die amerikanischen Gründungsverfahren, wie die dortigen Bauausführungen überhaupt, durch die bei ihnen zur Anwendung kommenden schnellen Arbeitsverfahren, für die die Baukonstruktionen und Baugeräte besonders zweckentsprechend durchgebildet sind. Diese Gründungsverfahren sind eine der bautechnischen Organisationen, die in den Vereinigten Staaten eine ebenso wichtige Rolle spielen wie die wirtschaftliche Organisation einer Bauausführung, von denen man auch für unsere Verhältnisse recht gewinnbringende Nutzenanwendungen herleiten kann.

⁵ Näheres hierüber: „Der Bau und die Gründung einer Straßenbrücke über den Hudson zwischen New York, City und Fort Lee N. J.“ Der Straßenbau Nr. 19 und 20, 1929.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wasserleitungen in Gegenden mit ewig gefrorenem Boden.

Von Ing. M. J. Tschernyscheff, Dozent der Wladiwostoker Universität, Wladiwostok.

Die Gegenden mit ewig gefrorenem Boden sind in der Regel sehr schwach bevölkert, und die Einwohner der wenigen Städtchen und Dörfer begnügen sich gewöhnlich mit einfachem Wasserschleppen in Eimern und Fässern. Was dagegen die Eisenbahnen in solchen Gegenden anbelangt, so wird hier den Bauingenieuren eine sehr schwierige Aufgabe gestellt, Wasserwerke anzulegen, die die Eisenbahnen unbedingt haben müssen; die russischen Ingenieure, welche in dieser Beziehung wohl am meisten mit der Natur zu kämpfen hatten, haben dieses eigenartige Problem auf praktischem Wege lösen müssen.

Tiefes Durchfrieren und ewiger Gefrorenheitszustand des Bodens erschweren nicht bloß die Ergiebigkeit der Wasserquellen, sondern auch die Beförderung des Wassers zum Verbrauchsort durch die Rohrleitungen. Zwar ist es in solchen Fällen allgemein angebracht, daß die Rohrleitung unter der gefrorenen Schicht gelegt wird, worauf man jedoch sehr häufig aus rein ökonomischen Gründen verzichten muß.

Um die Wasserleitungen gegen Einfrieren zu schützen, wurden erst auf der ganzen Länge derselben spezielle unterirdische Galerien gebaut, die entweder mit Öfen oder Dampf oder Abgasen der Dampfkessel u. dgl. beheizt wurden. Er erwies sich jedoch, daß die Unterhaltung solcher Wasserwerke viel zu kostspielig war, und außerdem haben sich dieselben vor allen Dingen als nicht absolut zuverlässig bewährt.

Daraufhin wurden später andere Vorschläge gemacht, nämlich die in einer besonderen Weise belegten Rohre direkt in den gefrorenen Boden zu legen; außerdem wurde das Wasser vor dem Einlassen etwas vorgewärmt, wodurch es ebenfalls gegen Einfrieren geschützt wird. Der Betrieb solcher Wasserwerke verlangt aber, daß man sich einen ganz klaren Begriff über den Wärmeverlust des Wassers sowohl beim Durchströmen durch die Rohrleitung, als auch beim Stehenlassen in der Rohrleitung macht.

Der Verfasser dieses hatte seinerzeit im Jahre 1913 auf Veranlassung der Bauabteilung der Amur-Eisenbahn weitgehende Untersuchungen der Wasserwerke mit den unmittelbar in gefrorenen Boden gelegten Rohrleitungen durchgeführt, um speziell den Wärmeverlust in den Rohren festzustellen. Durch diese Experimente wurde festgestellt, daß die Wassertemperatur nur im ersten Moment beim Durchströmen durch die Rohre erheblich fällt; späterhin aber, nachdem die Metallrohrwandung durchwärmt wird, beginnt der die Rohre umfassende Boden sich ebenfalls anzuwärmen, wobei sich um die Rohre herum aufgetaute Bodenschichten bilden. Die um die Rohre herum entstandene aufgetaute Zone ermäßigt den Wärmeverlust in den Rohren und hält somit das Wasser von dem Einfrieren zurück. Die Vorwärmung braucht nicht besonders groß zu sein und kann leicht durch den Abdampf der Pumpenantriebsmaschine betätigt werden.

Auf Grund der erwähnten Untersuchungen wurden später neuere Bauarten der Wasserstellen-Einrichtungen ausgearbeitet sowie ein neues Verfahren für Einlegen der Rohre direkt in gefrorenen, bzw. durchfrierenden Boden ausgearbeitet.

Die ersten Wasserwerke (Bauart „S“ und „T“) wurden nach diesem Verfahren auf den Stationen der heutigen Transbaikalischen Eisenbahn gebaut. Die allgemeine Einrichtung der Wasserstellen unterscheidet sich kaum von den gewöhnlichen Eisenbahnwasserstellen mit Kolbenpumpen. Den sichtbaren Unterschied bilden nur der Wasservorwärmer (welcher gleichzeitig als Oberflächenkondensator der Pumpenantriebsdampfmaschine dient) an der Einlaßseite der Druckleitung und die Thermometer an den Mündungen der Rohrleitungen.

Nach Inbetriebnahme dieser Wasserwerke wurden dieselben systematisch zwecks Wärmeverlustbestimmung beobachtet.

I. Bauart „S“.

Auf Abb. 1 ist die allgemeine Einrichtung dieser Bauart schematisch dargestellt. Die Druckleitung besteht aus gußeisernen Rohren von 100 mm Dmr. und hat eine Totlänge von 930 m. Die Verteilungsleitungen sind hierbei nicht vorhanden. Das Wasser wird

den Lokomotiven durch hydraulischen Wandkran zugeführt. Die Rohre liegen direkt im Boden 3 m unter der Oberfläche. Auf der Wasserleitungslänge besteht der Boden aus Lehm, geht aber allmählich in Kernstein und Brechfelsen über. Die Rohre liegen in der Bodenzone, welche das ganze Jahr hindurch gefroren ist, wobei die minimale

und des Bodens, konnte sich nicht ein bestimmter Wärmeverlust in der Rohrleitung entwickeln. Durch das tägliche Wasserpumpen wurde nur die Temperatur der direkt der Rohrleitung anschließenden Bodenschichten beeinflusst, wobei diese Veränderungen sehr langsam vor sich gingen. Die akkumulierte Wärme wurde sehr schwach weiter nach außen übertragen.

Der tägliche Wärmeverbrauch machte für die ganze Rohrleitung durchschnittlich 93 500 cal (maximum 518 000 cal).

Der Wärmeverbrauch bezogen auf die Einheit der Rohroberfläche war durchschnittlich 423 cal/m² h.

II. Bauart „T“.

Eine Wasserleitung dieser Bauart wurde im November 1916 in Betrieb genommen und während einer vollen Jahresperiode regelmäßig beobachtet.

Die mittlere Jahrestemperatur fraglicher Gegend war $-3,3^{\circ}$, und der Boden, worin die Leitung gelegt wurde, war ewig gefroren, wobei die Temperatur desselben in der Tiefe von 3 m zwischen $-5,5^{\circ}$ und $-3,2^{\circ}$ schwankte.

Die ganze Einrichtung dieser Anlage besteht aus einem Wasserkollektor, einer Pumpstelle, einem Konkretbehälter, einer Druckleitung 125 mm Dmr., 1880 m lang, und einer Verteilungsleitung 175 mm Dmr., 1000 m lang, mit einem hydraulischen Wandkran und einem Verteilungshahn im benachbarten Dorfe. Das allgemeine Schema ist auf Abb. 3 aufgeführt. Die Einrichtung der Wasserstelle sowie die Belegung der Rohre sind dieselben wie bei Bauart „S“.

Der Betrieb der Druckleitung zeichnet sich dadurch aus, daß das darin befindliche Wasser nur während des Pumpens, also nur einmal täglich, in Bewegungszustand gesetzt wird, sonst aber die ganze Zeit stillsteht. In der Verteilungsleitung bewegt sich das Wasser jedesmal nach erfolgter Wassercenahme, was in kurzer Zeitdauer, aber mehrmals täglich geschieht.

Laut täglicher Durchschnittsangaben gestaltet sich der Betrieb der Anlage folgendermaßen: Dauer des Pumpens = 3 Stunden, Wasserverbrauch = 100 m³ und Wassergeschwindigkeit in der Druckleitung = ca. 0,80 m/s.

Die Wassertemperatur der Quelle, woraus das Wasser genommen wurde (ein Bach unter der ewig gefrorenen Bodenschicht), schwankte im Laufe der Jahres von $0,5$ bis $1,2^{\circ}$. Das vorgewärmte Wasser gelangte in die Druckleitung mit einer Durchschnittstemperatur von 11° (maximal 15 und minimal $6,2^{\circ}$). An der Mündung der Druckleitung hatte das Wasser eine Durchschnittstemperatur von $7,6^{\circ}$ (maximal $10,5$ und minimal $3,7^{\circ}$). Das Temperaturgefälle beim Durchströmen des Wassers über die ganze Druckleitungslänge war also durchschnittlich nur $3,4^{\circ}$.

Beim Stillstehen der Pumpe, was durchschnittlich 21 Stunden pro Tag dauerte, wurden in der Rohrleitung durchschnittlich folgende Wassertemperaturen beobachtet:

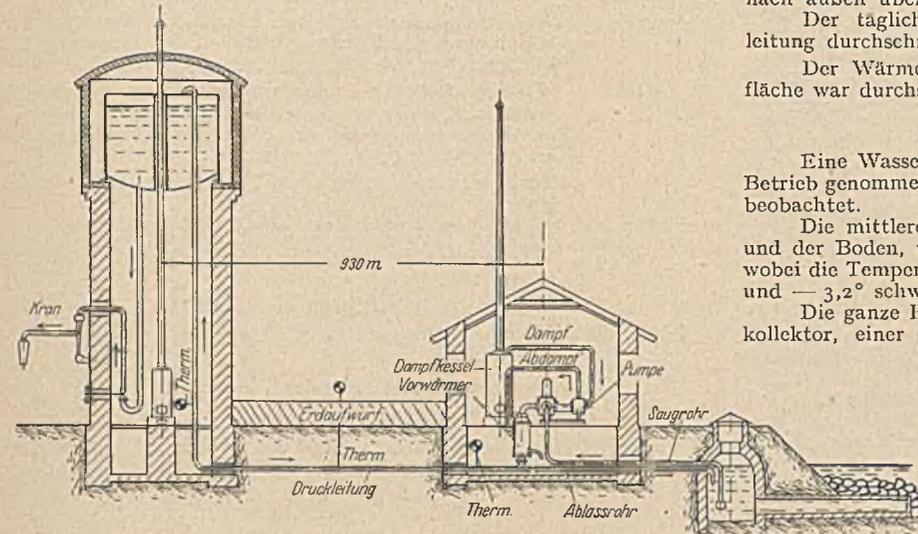


Abb. 1. Die Bauart „S“.

Bodentemperatur dort $-4,5^{\circ}$ C ist. Das Verfahren der künstlichen Belegung der Rohre ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Rohrleitung hat eine Neigung der Wasserstelle zu und ist mit einer Entleerungsvorrichtung versehen.

Diese Anlage wurde regelmäßig Tag für Tag vom 12. März bis zum 15. November 1917 beobachtet. Ohne die einzelnen Ergebnisse der täglichen Beobachtungen anzuführen, nehmen wir das Durchschnittsergebnis für diese ganze Zeitdauer in Betracht.

Die tägliche Durchschnittsdauer des Wasserpumpens war 48 min (maximum 100 und minimum 15 min). In der übrigen Zeit war die Anlage außer Betrieb; nach vollendetem Pumpen wurde die Rohrleitung stets entleert.

Die Wassertemperatur im Fluß, woraus Wasser genommen wurde, schwankte ganz erheblich je nach den Jahreszeiten von $2,5^{\circ}$ in den Wintermonaten bis 16° im Sommer.

Die Wassertemperatur in der Rohrleitung war beim Einlassen durchschnittlich $10,1^{\circ}$ (maximum $18,8$ und minimum $3,6^{\circ}$) und fiel an der Mündung auf durchschnittlich $7,7^{\circ}$ (maximum $15,2$ und minimum $3,6^{\circ}$).

Demnach war das gesamte mittlere Temperaturgefälle beim Durchströmen des Wassers über die ganze Leitungslänge = $2,4^{\circ}$.

Die Temperatur des den Rohren anliegenden Bodens veränderte sich ebenfalls je nach den Jahreszeiten, wobei diese Veränderung sehr allmählich und sacht vor sich ging. In der Entfernung von 0,10 m von der Rohrwandung hatte der Boden zu Anfang der Beobachtungen eine Temperatur von $-2,5^{\circ}$; gegen August stieg dieselbe auf $3,3^{\circ}$, dann sank sie wieder und war im November $0,9^{\circ}$. Die Bodentemperatur in der Entfernung von 1 m von den Rohren war zu Anfang der Beobachtungen $-4,5^{\circ}$, im August $3,6^{\circ}$ und im November sank sie auf $0,7^{\circ}$. Aus dem Vergleich der Bodentemperaturen in unmittelbarer Nähe der Rohre und in der Entfernung von 1 m ersehen wir, daß die ersteren mehr mäßig sind. Dieser Unterschied erklärt sich durch den Einfluß der Wärme, welche vom Wasser beim Durchströmen durch die Rohrleitungen verloren wird sowie durch die Verschiedenheit des Bodengehaltes, denn die Rohre sind mit Sand belegt, während der natürliche Boden felsig ist.

Im März, also wenn die Kühlung des Bodens auf fragliche Tiefe am größten ist, war die Temperatur des natürlichen Bodens $-4,5^{\circ}$, während der den Rohren anschließende Sand eine Temperatur von nur $-2,4^{\circ}$ hatte. Dies ist ein Beweis dafür, daß das Belegen der Rohre mit porösem Sand die Temperaturschwankungen des Bodens ermaßigt; folglich ist das Verfahren des Belegens zweckmäßig gewählt worden.

Infolge des unregelmäßigen Wasserverbrauchs, der unregelmäßigen Pumpendauer und der Temperaturschwankungen des Wassers

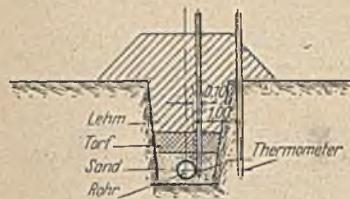


Abb. 2. Belegung der Rohre.

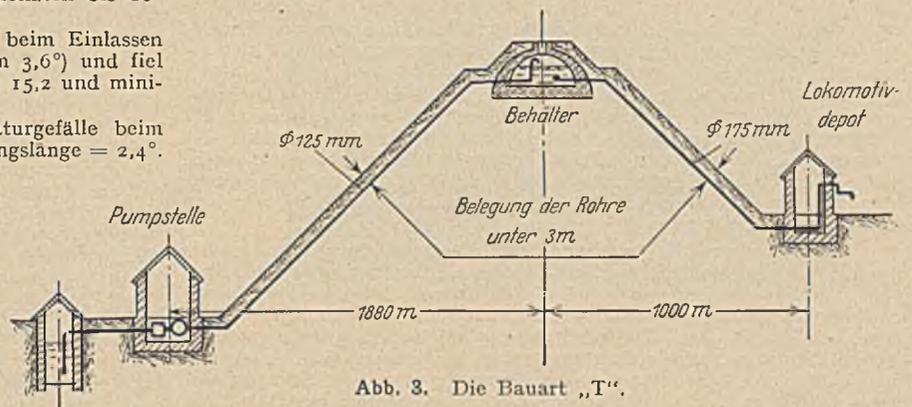


Abb. 3. Die Bauart „T“.

	Zu Anfang der Periode	Zum Schluß der Periode	Gefälle in ganzer Periode
Auf der Einlaßseite der Rohrleitung	$11,4^{\circ}$	$3,7^{\circ}$	$7,7^{\circ}$
An der Mündung der Rohrleitung	$8,4^{\circ}$	$2,8^{\circ}$	$5,6^{\circ}$
Durchschn. für die ganze Rohrleitung	—	—	$6,7^{\circ}$

Die Bodentemperaturen auf der Höhe der Druckleitungsrohre waren wie folgt:

In der Entfernung von 0,10 m = von	$2,8^{\circ}$ bis $4,0^{\circ}$
„ „ „ „ 0,30 m = „	$2,0^{\circ}$ „ $3,8^{\circ}$
„ „ „ „ 10,00 m = „	$-5,0^{\circ}$ „ $1,4^{\circ}$

Der Wärmeverlust der ganzen Verteilungsleitung war im Durchschnitt 260 000 cal pro Tag, was auf die Flächeneinheit bezogen 19,7 cal/m² h ausmacht.

Zwar haben sich beide von oben beschriebene Wasserwerke, sowohl Bauart „S“ als auch Bauart „T“, im praktischen Eisenbahnbetrieb unter ziemlich rauen klimatischen Verhältnissen als vollkommen genügend und zuverlässig bewährt, jedoch ist die Bauart „T“ immerhin vorzuziehen, denn ungeachtet ihrer größeren Länge, harter Bedingungen der Bodentemperatur und kurzdauernder täglicher Pumpenarbeit entstand bei dieser Wasserleitung sehr bald eine bedeutende aufgetaute Bodenschicht um die Rohre herum, welche die Rohre gegen die Bodenkälte gut beschützte, was sich damit erklärt, daß das Wasser beständig in den Rohren gelassen wurde.

Außerdem löst diese letztere Bauart das Problem der Wasservertierungsleitung, welche sich in diesem Falle sehr bequem gestaltet.

Späterhin wurden bei sämtlichen Wasserleitungsentwürfen für kalte Gegenden diese beiden Bauarten zugrunde gelegt.

Was speziell die Anlage der Verteilungsleitung anbelangt, so wurden für dieselbe auf praktischem Wege folgende Anleitungen ausgearbeitet:

1. Zu lange Zweigleitungen, die zu den einzelnen Gebäuden mit geringem Wasserverbrauch führen sollten, müssen wegen Frostgefahr möglichst vermieden werden. Falls solche absolut unentbehrlich sein sollten, so sind sie mit einer besonders sorgfältigen Isolation aus Jute-garn und Papier versehen und mit trockenen Sägespänen oder Torf belegt worden.

2. Die Wasserhähne, welche für den Hausverbrauch vor den Gebäuden angebracht werden, müssen direkt in die Rohrleitung eingebaut und mit beheizbaren Gehäusen überdeckt werden.

3. Die Wasserverteilung für die Lokomotiven muß möglichst dicht bei Lokomotivenhallen, Wasserbehältergebäuden u. dgl. eingerichtet werden, wobei das Wasser durch Wandkräne oder Untergrund-Hydranten der Feuerwehrtypen den Lokomotiven zugeführt wird.

Nach erfolgter Inbetriebnahme einer neuen Wasserleitung wurden zunächst gewöhnlich größere Quantitäten von Wasser durch die Rohrleitungen durchgelassen, wodurch die Durchwärmung der die Rohre umgebenden Bodenzonen erreicht wurde.

Nachdem der Boden durchwärmt war, wurde ein unbedeutendes Wassertemperaturgefälle in der Rohrleitung eingestellt, woraufhin allgemeine Anleitungen hinsichtlich der Wärmeverhältnisse praktisch ausgearbeitet wurden. Alsdann wurde die Anlage der Sorge des bedienenden Personales anvertraut, wobei von diesen Leuten nicht mehr verlangt wurde, als das, was alle übrigen Maschinisten und Heizleute leisten müssen.

Die Bedienung solcher Wasserwerke unterscheidet sich kaum von der Bedienung aller anderen Wasserwerke mit Dampfpumpen. Es kommt hierbei nur noch dazu, daß man auf die Wassertemperatur in den Rohrleitungen aufpassen muß; falls diese zu stark fallen sollte, dann müssen neue Quantitäten von frisch vorgewärmtem Wasser in die Rohrleitungen eingelassen werden. Die Praxis zeigte jedoch, daß diese Maßregel nur bei Betriebsbeginn in Frage kommt, denn späterhin ist dies infolge allmählicher allgemeiner Besserung der Wärmeverhältnisse des die Rohre umgebenden Bodens wohl beinahe niemals nötig.

Bei Entwurf dieser Wasserwerke muß sowohl der Vorwärmungsgrad des Wassers beim Einlassen in die Rohrleitung als auch die Dimensionen des Vorwärmers selbst im voraus bestimmt werden. Die Berechnung des Vorwärmers bietet eigentlich keine Schwierigkeiten, denn derselbe kann beim Konstruieren des Oberflächenkondensators der Dampfmaschine ausgearbeitet werden, so daß wir diese Frage hier nicht besprechen wollen.

Was dagegen die Berechnung des Wasserwärmeverlustes in den vom gefrorenen Boden umgebenen Rohren anbelangt, so ersehen wir aus den Ergebnissen unserer Beobachtungen, daß derselbe sowohl von der Geschwindigkeit des Wassers als auch von dem Unterschied zwischen Wasser- und Bodentemperatur und von der Bodenqualität beeinflusst wird. Auf die Lufttemperatur der Erdoberfläche reflektiert die Bodentemperatur mit einer Verspätung von etwa 4—5 Monaten, und zwar ist dieser Einfluß dermaßen gering, daß wir uns gestatten, ihn in bezug auf die Temperatur des Wassers in der Rohrleitung gar nicht zu berücksichtigen. Auf diese Weise läßt sich der Wärmeverlust des Wassers lediglich auf die Verbreitung der Wärme von den Rohren über den Bodenbereich zurückführen.

Insofern, als das Gesetz der Wärmeverbreitung in harten Körpern bzw. im Erdboden bis jetzt immer noch unerforscht bleibt, ist es unmöglich, den effektiven Wärmeverlust in jedem gegebenen Moment festzustellen.

Aus diesem Grunde nehmen wir gegebenenfalls sogenanntes empirisches Berechnungsverfahren in Anspruch, welches auf statistischen Durchschnittsergebnissen dauernder Beobachtungen beruht. Leider gilt dieses Verfahren nur für gewisse Fälle, und zwar unter der Voraussetzung, daß die Verhältnisse, bei welchen wir die Größe des Wärmeverlustes für die Einheit der Rohroberfläche praktisch auf Grund unserer Beobachtungen bestimmen, bei anderen in Frage kommenden

Berechnungen entweder dieselben sind oder entsprechend korrigiert werden können.

Für unsere Formeln gebrauchen wir folgende Bezeichnungen:

- M = Wasserverbrauch in der Rohrleitung in l/h.
 T = Wassertemperatur in °C im allgemeinen.
 T₁ und T₂ = Wassertemperatur auf der Einlaßseite bzw. an der Mündung der Rohrleitung während der Bewegung des Wassers.
 T' und T'' = Wassertemperatur zu Anfang und zum Schluß der Wasserstillstandsperiode an beliebiger Stelle oder falls mit Indikatoren 1 und 2, = auf der Einlaßseite und an der Mündung der Rohrleitung.
 t = Temperatur des natürlichen Bodens auf der Tiefe der Rohre.
 Q = Wärmeverlust in der Rohrleitung in cal/h.
 q = Wärmeverlust in den Rohren für die Flächeneinheit in cal/m² h.
 K = Wärmeverlustkoeffizient in cal/m² h° C.
 d = Rohrdurchmesser in m.
 l = Röhrenlänge in m.
 Z = Dauer des Stillstehens des Wassers in Stunden.
 e = Basis ln = 2,718

Der Wärmeverlustkoeffizient kann wie folgt bezeichnet werden:

$$(1) \quad K = \frac{q}{T - t}$$

Die Temperatur des an die Rohre anschließenden Bodens verändert sich sehr oft, denn sie steht im Zusammenhang mit dem Wasserwärmegrad, mit der Dauer des Pumpens und mit der Geschwindigkeit des Wassers. Es wäre sehr kompliziert, falls wir dies alles in einer mathematischen Formel zum Ausdruck bringen wollten, und übrigens genügt es vollkommen, wenn wir in diesem Falle nur die Temperatur des natürlichen Bodens auf der Rohrtiefe in Betracht ziehen. Diese Temperatur soll in einiger Entfernung (ca. 1 bis 2 m) sein und kann entweder durch Bodenthermometer vor dem Einlegen der Rohre oder laut Angaben der lokalen meteorologischen Station festgestellt werden.

Auf Grund vorgenommener Untersuchungen der gußeisernen, 3 m tief in den Lehm Boden eingelegten Rohrleitungen haben wir den Wärmeverlustkoeffizienten K in Zahlen, welche für nachstehende Fälle gelten:

1. Bei Einlassen des ersten Wasserquantums in kalte Rohre bei einer Geschwindigkeit von nicht unter 1 m/s . . . K = 90
2. Bei regelmäßigem Betrieb der Druckleitung, wobei das Wasser beständig in derselben gelassen wird:
 - a) während der Bewegung des Wassers K = 18
 - b) während des Stillstehens des Wassers K = 1
3. Bei regelmäßigem Betrieb der Verteilungsleitung mit durchschnittlicher fähiger Geschwindigkeit des Wassers K = 4
4. Bei regelmäßigem Betrieb der Druckleitung, falls das Wasser nach dem Pumpen ausgelassen wird K = 52

Die Wassertemperatur in der Rohrleitung verändert sich in verschiedener Weise, nämlich: während der Bewegung fällt die Wassertemperatur bei gleichem Gehalt des die Rohre umfassenden Bodens in der Längsrichtung von der Einlaßseite zur Mündung der Rohrleitung, wobei diese Temperatur an jedem gegebenen Querschnitt in bezug auf den Beobachtungsmoment mehr oder weniger beständig bleibt; während des Stillstehens dagegen fällt die Temperatur im Zusammenhang mit der Rohrleitungslänge und der Beobachtungszeit. Deswegen halten wir die Berechnungen für diese beiden Fälle getrennt.

Bei der Bewegung des Wassers entsteht folgender Wärmeverlust auf der ganzen Rohrleitungslänge:

$$Q = c M (T_1 - T_2),$$

wobei γ = Gewicht von 1 l Wasser in kg und c = spezifische Wassermenge.

In diesem Falle haben wir also $\gamma = 1$ und $c = 1$; demnach gestaltet sich diese Formel wie folgt:

$$(2) \quad Q = M (T_1 - T_2).$$

Die verlorene Wärme entweicht durch die Rohrwandung, was in folgender Form ausgedrückt werden kann:

$$(3) \quad Q = d l q.$$

Auf der ganzen Rohrleitungslänge haben wir verschiedene Temperaturen von T₁ bis T₂, die sich nach logarithmischen Kurven richten.

Der Unterschied zwischen der Durchschnittstemperatur des Wassers in der Rohrleitung und der Bodentemperatur ist folgender:

$$(4) \quad T - t = \frac{T_1 - T_2}{\ln \frac{T_1 - t}{T_2 - t}}$$

Auf Grund aller obigen Formeln kommen wir zu der Gleichung

$$(5) \quad M(T_1 - T_2) = dlK \frac{T_1 - T_2}{\ln \frac{T_1 - t}{T_2 - t}}$$

und haben hieraus:

$$(6) \quad \ln \frac{T_1 - t}{T_2 - t} = \frac{dlk}{M}$$

Nehmen wir an, daß das Ergebnis der rechten Seite dieser Gleichung, welche gewöhnlich aus bekannten Größen zusammengesetzt wird, sei:

$$(7) \quad a = \frac{dlk}{M}$$

dann ergibt sich die Wassertemperatur beim Einlassen in die Rohrleitung aus der Formel:

$$(8) \quad T_1 = (T_2 - t)e^a + t$$

Während des Stehenbleibens des Wassers in den Rohren kann der Wärmeverlust für die Einheit der Rohroberfläche auf unendlich kleiner Länge mit folgender Formel bezeichnet werden:

$$(9) \quad q = \frac{250 \cdot d}{Z} (T' - T'')$$

Der Unterschied zwischen Wasser- und Bodentemperatur kann auch nach Formel (4) zum Ausdruck gebracht werden, und wir haben dann:

$$(10) \quad q = K \frac{T' - T''}{\ln \frac{T' - t}{T'' - t}}$$

Laut Formeln (9) und (10) erhalten wir die Gleichung:

$$(11) \quad \ln \frac{T' - t}{T'' - t} = \frac{ZK}{250 \cdot d}$$

Bezeichnen wir die rechte Seite dieser Gleichung mit

$$(12) \quad \beta = \frac{ZK}{250 \cdot d}$$

so erhalten wir die Formel zur Bestimmung der Wassertemperatur zu Anfang der Wasserstillstandperiode:

$$(13) \quad T' = (T'' - t)e^\beta + t$$

Praktisch gestaltet sich nun die Aufgabe so, daß die minimale Wassertemperatur zum Schluß der Stillstandperiode und am Ende der Rohrleitungslänge bekannt ist, während die Wassertemperatur beim Einlassen auf der Einlaßseite der Rohrleitung bestimmt werden muß. Dann haben wir in diesem Falle:

$$(14) \quad T_2 = T_2' = (T_2'' - t)e^\beta + t$$

Verbinden wir diese Gleichung mit der Formel (8), so erhalten wir:

$$(15) \quad T_1 = (T_2'' - t)e^{\alpha + \beta} + t$$

Die Berechnungen jeder Wasserleitung müssen stets sowohl bei regelmäßigem Betrieb als auch bei erstmaliger Inbetriebsetzung, wo die Rohre noch kalt sind und der Wärmeverlust somit am größten ist, nachgeprüft werden.

Bei erstmaliger Inbetriebsetzung kann die minimale Wassertemperatur an der Mündung der Rohrleitung mit genügender Sicherheit für $T_2 =$ von 1°C bis 2°C angenommen werden.

Diese Temperatur wird also nur im ersten Moment beim Erscheinen des Wassers an der Rohrleitungsmündung sein; bei starkem und andauerndem Pumpen aber und bei Durchwärmung der Metallrohrwandung wird die Wassertemperatur allmählich steigen.

Bei regelmäßigem Betrieb kann die Wassertemperatur an der Rohrleitungsmündung zum Schluß der Stillstandsperiode auf $T_2'' = 3^\circ\text{C}$ bis 5°C geschätzt werden.

Da der Wärmeverlustkoeffizient während des Stillstehens des Wassers sehr gering ist, und falls wir außerdem noch in Betracht ziehen, daß das Wasser sich erst bei 0°C nach Verlust der latenten Wärme in Eis verwandelt, dann wird es uns klar, daß die oben angegebenen Temperaturen eine reichlich genügende Garantie bieten, daß die Rohrleitung noch einige Stunden nach Schluß der gegebenen Stillstandsperiode nicht einfrieren kann.

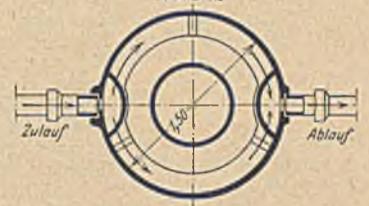
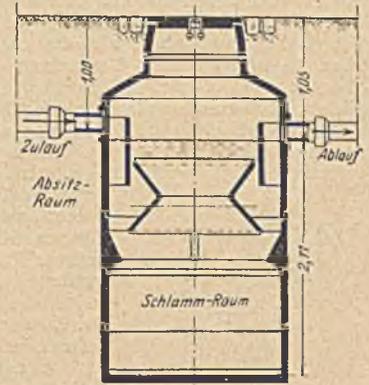
Zwar kann man nicht behaupten, daß obiges Berechnungsverfahren absolut genau und universal wäre, aber immerhin kann dasselbe für annähernde Berechnungen in bestimmten Fällen der Praxis mit Nutzen angewandt werden.

Das Wesen von Frischwasser-Hauskläranlagen.

Von Reg.-Baumeister A. Mohr.

Durch die Einführung von Wasserspülklosetts sind die veralteten Sammelgruben bezüglich des Raumbedarfs und der Kosten für Erdarbeiten und Mauerwerk unwirtschaftlich geworden. Außerdem dürfen die aus diesen Sammelgruben abfließenden Wasser wegen ihres fauligen Charakters nicht abgeleitet, sondern müssen abgefahren werden, was wiederum dauernde Betriebskosten erfordert.

Nach dem Grundsatz der großen städtischen Frischwasserkläranlagen hat daher die Industrie auch Frischwasserhauskläranlagen geschaffen. Infolge eines von dem Faulraum möglichst getrennten Klärbeckens, des sogenannten Absitzraumes, wird erreicht, daß die dem frisch anfallenden Abwasser beigemengten organischen, festen Stoffe so schnell entzogen werden, daß die schnell in Fäulnis übergehenden Stoffe das Abwasser nicht infizieren können. Man hat also ein Abwasser aus einer solchen Kläranlage, welches noch Reste von Sauerstoff hat. Dieses Abwasser kann man ganz allgemein in stets wasserführende Vorfluter oder gedeckte Kanäle ableiten. Auch ist ohne weiteres biologische Nachreinigung, wenn eine solche verlangt wird, auch ganz allgemein Versickerung und Verrieselung möglich.

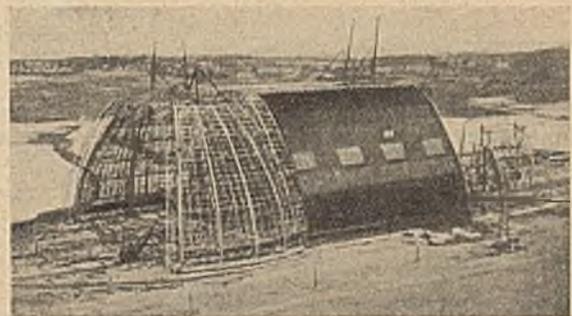


Frischwasser-Hauskläranlage Bauart OMS.

Bei der in beistehender Abbildung dargestellten OMS-Frischwasser-Kläranlage der Deutschen Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden, liegt das Absitzbecken bzw. der Klärraum 15 bis 20 cm unter dem Wasserspiegel. Infolgedessen ist es im Gegensatz zu dem emscherbrunnenartigen System eine Eigenart dieses Systems, die spezifisch leichteren Stoffe als Wasser selbsttätig in den Schwimmschlammraum auszuscheiden.

Luftschiffbauhalle in Akron.

Die große Luftschiff-Bauhalle der Goodyear-Zeppelin-Corporation in Akron (Ohio) ist in der südlichen Hälfte fertig (s. Abb.) und



in der nördlichen zugleich für den Bau der Schiebetore in der offenen Stellung vorbereitet. (Engineering-News-Record 1929, S. 350 mit 1 Lichtbild.) N.

25 Jahre Deutscher Stahlbau-Verband.

Zu seinem 25 jährigen Bestehen hat der D. St. V. eine in jeder Hinsicht hervorragende Denkschrift herausgegeben. Ihre Bearbeitung lag in den Händen von Generaldirektor und Bergrat Dr.-Ing. e. h. Zörner in Bernburg bei Köln, während der künstlerische Bildschmuck vom Kunstmalers Fr. Jacobsen, Bremen, herrührt.

An ein von hoher Warte aus verfaßtes Geleitwort des Seniors der akademischen Lehrer im Eisen- und Stahlbau Geheimer Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. R. Krohn, Danzig, schließen sich zunächst die Abhandlungen: Die Verhältnisse im Eisenbau bis 1904; Die Gründung des Verbandes; Der Verband und seine Arbeit im Innern — verfaßt von Dr. Zörner. Es folgen von Direktor Dr. jur. Oelert, Berlin, eine Darlegung über die Gemeinschaftsarbeit des Verbandes mit Behörden, Verbänden usw. auf vorwiegend wirtschaftlichem Arbeitsfelde,

ferner Abhandlungen gleicher Art auf dem technisch-wissenschaftlichen Gebiete, soweit Reichsbahn und D. St. V. in Frage kommen von Geheimen Baurat Dr. Dr. G. Schaper, Berlin, über die technisch-wissenschaftliche Arbeit des Verbandes im allgemeinen von Professor Rein, Breslau, und über die Knicktheorie auf neuer Grundlage von Wirkl. Geheimen Oberbaurat a. D. Dr. phil. Dr.-Ing. e. h. H. Zimmermann. Einzelaufsätze folgen von Geheimen Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin, und Prof. Dr.-Ing. H. Petermann über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Nieten einer Nietreihe und über die künstlerische Gestaltung der Stahlbauten von Reichsbahn-Oberbaurat Dr.-Ing. R. Schächterle. Den Schluß des Werkes bilden Darlegungen über den Verband im Wechsel der Konjunktur und ein Ausblick in die Zukunft — wiederum von Dr.-Ing. e. h. Zörner. Aus den Angaben über den Werdegang des D. St. V. zeigt sich, wie außerordentlich wechselreich seine Entwicklung in den 25 Jahren seines Bestehens gewesen ist, daß es ihm aber unter bewährter Leitung und dank seiner eigenen inneren Kraft stets gegeben war, Stürme und schwere Zeiten zu überwinden. „Der Stahlbau lebt und wird weiterleben“ ist das Schlußwort, das Dr. Zörner unter seine hervorragende Arbeit deshalb mit Recht setzt.

Eine größere Anzahl erstklassig ausgeführter Abbildungen bekannter und z. T. geschichtlicher Bauwerke, von der ersten Zeit des Eisenbrückenbaus an bis in die Neuzeit durchgeführt, schließen das Werk als wertvollen künstlerischen Schmuck ab. Jedes einzelne der Blätter ist für sich ein Kunstwerk in Auffassung und Darstellung. Die glänzende drucktechnische Ausführung rührt von der Graphischen Anstalt der Friedrich Krupp A.-G. Essen her.

Mit dem Gesamtwerk und allen seinen einzelnen Teilen hat sich der D. St. V. zu seinem 25 jährigen Bestehen ein seiner Bedeutung und technischen wie wirtschaftlichen Vaterlandsarbeit würdiges Erinnerungsmal gesetzt. Dr. M. Foerster.

Das schottische Hochspannungsnetz.

Die bedeutendste Anlage des schottischen Hochspannungsnetzes ist die Kreuzung des Forth mit 930 m Weite der Hauptöffnung und 214 und 235 m Weite der Seitenöffnungen bis zu den Verankerungsmasten. Die lichte Höhe über Hochwasser ist 55 m. Die Ufermaste (Abb. 1) sind 103, die Ankermaste (Abb. 2) 18 m hoch. (Nach Engineering, 1929, S. 660—661 mit 18 Zeichnungen.) N.

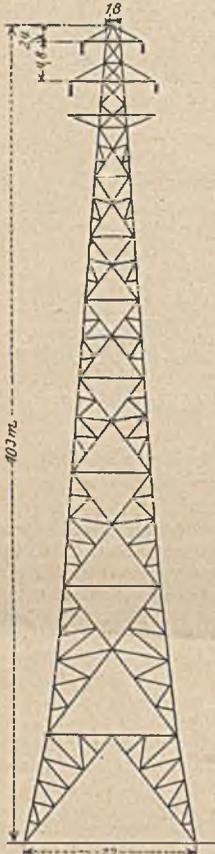


Abb. 1.

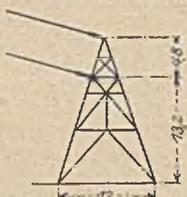
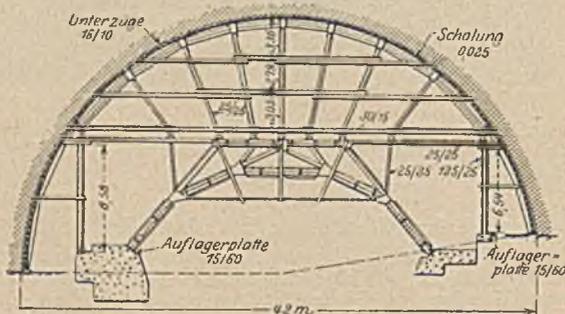


Abb. 2.

Lehrgerüst einer Talbrücke der neuen Pyrenäenquerbahn über Canfranc.

Eine lehrreiche Ausbildung (s. Abb.) zeigt das Lehrgerüst der Hauptöffnung einer gewölbten Talbrücke (42 m Lichtweite und 37 m



Höhe des Schienenstranges über dem gewöhnlichen Flußwasserstand) in der neuen Pyrenäen-Querbahn über Canfranc. (Nach Th. Rich in Engineering, 1929, S. 634—635 mit 2 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.) N.

Sporthalle mit weitgespannten stählernen Dachbindern.

Die neue Sporthalle in Chicago, mit 90×80 m Grundfläche (73,5×43,5 m Kampfbahnfläche) und 35 m größter (26,5 m lichter) Höhe, 25 000 Sitzplätze bei Box- und Ringkämpfen und 18 000 Sitzplätzen bei Wettkämpfen auf der ganzen Kampfbahn, hat als Dachbinder statt weit hinabgehender Zwei- oder Dreigelenkbogen hochliegende Fachwerksträger (Abb. 1) erhalten, um die freie Übersicht über die ganze Kampfbahn von jedem Platz aus zu sichern; zu diesem Zweck sind auch die Emporen auf Kragträgern (Abb. 1) ohne Zwischenstützen errichtet worden. Die Dachbinder haben 79,8 m Stützweite, 8,85 m Höhe in der Mitte und 4,6 m an den Enden, kasten-

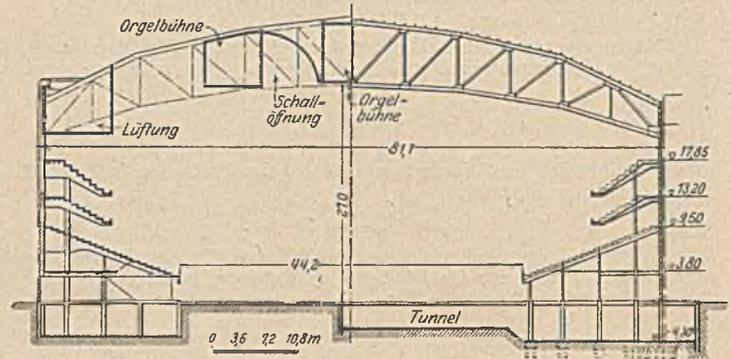


Abb. 1.

förmige Gurte und, der verschiedenen Belastung entsprechend, 81 bis 94,5 t Gewicht. Der Berechnung ist zugrunde gelegt eine Nutzlast von 500 kg/m², ein waagrechter Winddruck von 100 kg/m² und eine Schneelast von 120 kg/m². Das Wand-, Emporen- und Treppentragwerk ist mit Hilfe von Raupenschlepper-Schwenkkranen versetzt worden, das Dachbinderwerk mit Hilfe von zwei fahrbaren Turmkranen (Abb. 3). Die Emporensitze bestehen ganz aus Eisenbeton (Abb. 2), der in fertigmachten Stücken versetzt wurde. Das Bauwerk erfordert im ganzen 2970 t Baustahl, 3750 m³ Beton, 4,2 Mill. Ziegel und 980 m³ Werksteine. Die Lüftungsanlage ist auf 16800 m³ in der Minute eingerichtet, die Leistung der Kühlanlage, die auch für eine künstliche Eisbahn dient, entspricht

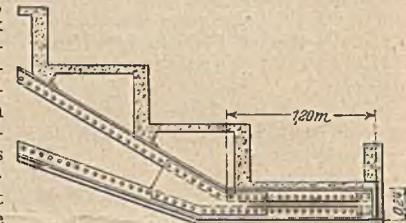


Abb. 2.

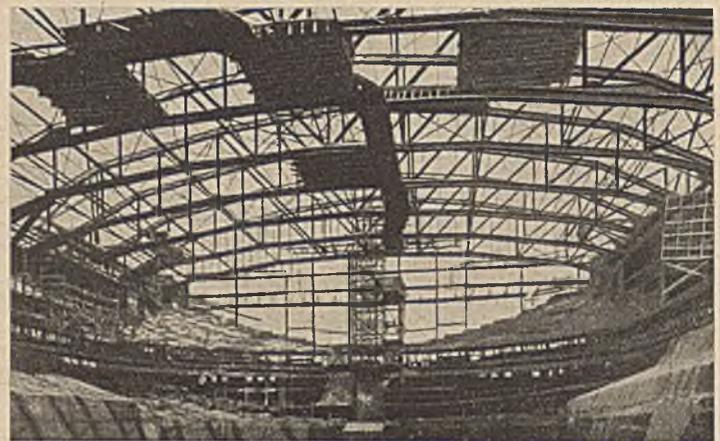


Abb. 3.

540 t schmelzenden Eisens in 24 Stunden. (Nach C. H. Westcott, Vizepräsident der ausführenden Baugesellschaft in Chicago. Engineering-News-Record 1929, S. 610—612 mit 2 Zeichnungen und 2 Lichtbildern.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Das Statistische Reichsamt bringt einen Überblick über die Konjunktur und Vergleichsverfahren im Jahre 1929, worin die abfallende Konjunktur deutlich zum Ausdruck kommt.

Die Zahl der eröffneten Konkursverfahren betrug 9903 gegenüber 8120 im Vorjahre und 5702 im Jahre 1927. Vergleichsverfahren wurden 4940 gegen 3147 bzw. 1437 gezählt. Während die Aufwärtsbewegung der Aktienkurse bereits wieder zum Stillstand gekommen ist, ist die Nachfrage nach festverzinslichen Papieren weiter gestiegen. Daß der Liquidationsvorgang in der Produktionswirtschaft jedoch noch nicht zum Abschluß gekommen ist, geht aus der stetigen Zunahme der konjunkturellen Arbeitslosigkeit hervor.

Nach dem letzten Bericht der Reichsanstalt hat der schwere Druck der Arbeitslosigkeit noch zugenommen:

Jedoch waren die Zugänge an neuen Arbeitsuchenden nicht so zahlreich wie in der vorausgegangenen Woche und wie im gleichen Zeitraum des Vorjahres. Wenn, unter den gegenwärtigen Verhältnissen, der Beschäftigungsgrad weniger scharf als im Vorjahr abgibt, so ist diese gewisse Widerstandskraft des Marktes lediglich auf den Einfluß der milden Witterung zurückzuführen.

Das milde Wetter hielt in erster Linie das Anwachsen der Arbeitslosigkeit im Baugewerbe auf; sie hat zwar in der Berichtswoche weiter zugenommen, doch begünstigte die milde Witterung teilweise die Wiedereinstellung von Kräften, in erster Linie allerdings nur zur Beendigung schon begonnener Bauten, während eine Inangriffnahme von neuen Bauten infolge der schlechten finanziellen Lage fast nicht stattfand.

Die Vermittlungsmöglichkeiten erstreckten sich fast ausschließlich auf Fertigstellungs-, Ausbesserungs- und Innenarbeiten, die nur von kurzer Dauer sind und eine starke Fluktuation unter den Arbeitssuchenden hervorrufen. Der Beschäftigungsrückgang in der Nordmark ist im wesentlichen darin zu suchen, daß die nach der Frostperiode weitergeführten Arbeiten nunmehr fertiggestellt sind. Neue Bauvorhaben sind hier wie auch anderswo bisher kaum in Angriff genommen, Ostpreußen berichtet allerdings über vereinzelte Aufnahme von Fundierungsarbeiten, eine für Ostpreußen in dieser Jahreszeit seltene Erscheinung. In Westfalen haben erst einige Baugenossenschaften mit den Vorarbeiten für größere Wohnbauprojekte begonnen, während die private Bautätigkeit noch sehr zurückhaltend ist; die baldige Inangriffnahme einer größeren Zahl von Wohn- und Siedlungsbauten steht jedoch bevor (Herne, Rheine). Schließlich konnte auch Aachen im Rheinland einen größeren Bedarf an Erdarbeitern für umfangreiche Ausschachtungsarbeiten für Industriebauten verzeichnen.

Im Tiefbaugewerbe waren die Beschäftigungsmöglichkeiten in Südwestdeutschland etwas günstiger als im Hochbau. In Westfalen fanden beim Bau der Ferngasleitung Umgruppierungen von Arbeitern (Entlassungen Lüdenscheid und Olpe, Einstellungen Siegen) statt.

Nach der ersten Veröffentlichung über die Zahl der berufsunfähig arbeitslosen Hauptunterstützungsempfänger betrug diese am 15. Dezember 1929 554 019, wovon 320 118 bzw. 58% auf das Baugewerbe entfielen.

Auch die Industrie der Steine und Erden spürte stellenweise, vor allem im Rheinland, Westfalen und Mitteldeutschland, eine schwache Belebung, doch glichen ebenfalls hier die Abgänge die Zugänge noch nicht aus.

Die weiter abflauende Bautätigkeit verminderte den Zementverbrauch im Dezember 1929 auf 305 000 t gegenüber 320 000 t im gleichen Monat des Vorjahres und gegenüber 499 000 t im November 1929.

Eingaben. Der Allgemeine Deutsche Gewerkschaftsbund und der Allgemeine freie Angestelltenbund haben einen Aufruf veröffentlicht, in dem sie sich in außerordentlich scharfer Weise gegen die Politik des Reichsbankpräsidenten und der Beratungsstelle für Auslandsanleihen wenden und von der Regierung fordern, mit aller Entschlossenheit für die Zulassung von Auslandsanleihen einzutreten, um der hohen Zahl der Erwerbslosen Arbeit zu schaffen und die deutsche Wirtschaft zu stützen.

Auch der Deutsche Wirtschaftsbund für das Baugewerbe E. V. hat nunmehr an die Regierung des Reichs und der Länder und an die Magistrate eine Eingabe gegen die Einschränkung des gesamten Bauprogramms gerichtet. Es werden im wesentlichen die bereits in verschiedenen Eingaben angeführten Bedenken gegen eine rücksichtslose Drosselung der Bauaufträge wiederholt, wobei erwähnenswert ist, daß sich die Eingabe mit besonderem Nachdruck für die Angleichung der Altmieten an die Neumieten einsetzt.

Der Reichsbund Deutscher Technik, Berlin, eine staatsbürgerliche Vereinigung der Techniker aller Art, dem neben zahlreichen Einzelpersonlichkeiten die meisten Verbände der freien und auch der beamteten Techniker (z. B. BDA, Vdb. D. Arch.- u. Ing.-Vereine, der Reichsbund der höheren technischen Beamten usw.) korporativ angeschlossen sind, hat in einer an die Reichsregierung und an die Regierungen der deutschen Länder gerichteten Eingabe auf die Gefahren hingewiesen, die sich aus einer zu weitgehenden und sche-

matischen Kürzung der Bauprogramme für die Gesamtwirtschaft ergeben könnten. Durch die Wohnungszwangswirtschaft sei der früher beobachtete funktionelle Zusammenhang von Bauwirtschaft und allgemeiner Wirtschaftsbewegung empfindlich gestört. Während die Bauwirtschaft vor dem Kriege sich die Flüssigkeit des Geld- und Kapitalmarktes in der Depressionsphase zunutze machen konnte, ist sie jetzt nicht in der Lage, Kapitalangebot in einem dem Bedürfnis auch nur annähernd entsprechenden Umfang an sich zu ziehen. Es fehlt heute der ausgleichende Einfluß, den die Bauwirtschaft auf die Konjunkturgestaltung ausübte.

Infolgedessen trete auch der Einfluß der Saisonschwankungen in der Bauwirtschaft scharfer denn je in die Erscheinung, zumal der Lohnausfall der Arbeiter in Baugewerbe und Baustoffindustrie auch Teile der übrigen Wirtschaft in Mitleidenschaft zieht. So habe z. B. ein Absinken der Bautätigkeit auch gleichzeitig einen Rückgang in der Wagenstellung der Reichsbahn zur Folge, da die Baustoffe allein etwa den vierten Teil aller auf der Reichsbahn bewegten Güter ausmachen.

Würden diese Auswirkungen nicht berücksichtigt, sei es unausbleiblich, daß der öffentlichen Hand, insbesondere den Städten, neue unproduktive Ausgaben erwachsen und zwar:

1. durch die Zunahme der Zahl der Erwerbslosen;
2. durch die Verzinsung und Unterhaltung der unvollendeten und für die Benutzung noch nicht freigegebenen Bauten sowie durch die Anlaufzeit für ihre spätere Wiederaufnahme;
3. durch die Verluste qualifizierter Arbeiter, die vielfach ins Ausland abwandern zum Schaden der deutschen Wirtschaft;
4. durch Regreßansprüche der Unternehmer.

Die augenblickliche Zahlungskrise der öffentlichen Hand dürfe nicht dazu verleiten, die Durchführung langvorbereiteter, dringend notwendiger und produktiver Anlagen zu gefährden, weil damit die einzige geldschöpferische Quelle der Wirtschaft, die Arbeit, versiegt. Die Durchführung von Bauten werde sich in vielen Fällen durch Ersparnisse auf anderen Gebieten der Verwaltung, besonders, auch durch Verwendung der Überschüsse der Betriebsverwaltungen, ermöglichen lassen, insbesondere wenn durch Verhandlungen mit den Unternehmern eine Preissenkung und gegebenenfalls eine Kreditgewährung herbeigeführt würde. Die für Notstandsarbeiten vorgesehenen Kredite müßten restlos in Anspruch genommen und den Saisonschwankungen in der Bauwirtschaft durch geeignete Maßnahmen entgegengewirkt werden.

Die öffentliche Hand könne sich, nachdem sie in immer steigendem Umfange als Unternehmer in die Wirtschaft eingegriffen und damit sowohl den privaten Unternehmern wie den Angestellten und Arbeitern gegenüber moralische Verpflichtungen übernommen habe, nicht durch einfache Hinnahme eines angeblich unvermeidbaren Zusammenbruches von der Verantwortung lossagen. Die Gefahren, die für die soziale Ordnung entstehen, wenn wiederum Tausende von arbeitswilligen Angestellten und Arbeitern dem Heere der Arbeitslosen zugeführt werden, sollten nicht unterschätzt werden.

Die zahlreichen Eingaben von seiten des Baugewerbes scheinen in der Öffentlichkeit ihren Erfolg nicht zu verfehlen und finden immer stärkeren Widerhall.

Zementpreiserabsetzung. — **Neue Zementsorte.** Der Norddeutsche Zementverband G. m. b. H. hat, soweit nicht bisher schon Ausnahmenachlässe bestanden, für die übrigen norddeutschen Stationen die Preise für alle Fabrikmarken um 10,— bis 20,— RM für je 10 t herabgesetzt. Auch der Süddeutsche Zementverband berichtet von einer teilweisen Ermäßigung der Preise um 6,— bis 9,— RM.

Ferner vertreibt der Norddeutsche Zementverband künftighin billigeren Portlandzement unter der Marke „Pionier“, dessen Preis zwischen 10,— und 123,— RM unter den Preisen des Markenzements, je nach der Frachtlage, liegen soll. Er behält sich jedoch hierbei in Abänderung von § 3 der „Allgemeinen Lieferungsbedingungen“ die Auswahl der zu liefernden Marke vor. Als „Pionierzement“ werden Portlandzemente mit einer Druckfestigkeit von nur 350 bis 360 kg/cm² nach 28 Tagen kombinierter Lagerung geliefert.

Rechtsprechung.

Das Recht des Dienstherrn auf sofortige Entlassung aus wichtigen Grunde wird ausgeschlossen, wenn der Dienstherr trotz Kenntnis des wichtigen Grundes sein Entlassungsrecht nicht alsbald ausübt. Ein Angestellter wird von seiner Haftung auf Schadensersatz wegen Pflichtwidrigkeit nicht durch die Pflichtwidrigkeit eines anderen, aufsichtführenden Angestellten entlastet. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 2. Dezember 1928 — II 393/28.)

K. war seit April 1908 bei der L. A. G. als Leiter der Gerätebeschaffungsstelle angestellt. Nach dem Anstellungsvertrag hatte er für den Fall der Entlassung Anspruch auf das satzungsgemäße Ruhegehalt. Wegen fahrlässiger, ihrem Interesse schädlicher, ungesicherter Kreditgewährung an die im November 1925 in Konkurs geratene M. A. G. nimmt die L. A. G. den K. auf Schadensersatz

in Höhe von mindestens 100 000 RM. in Anspruch. Der Vorstand der L. A. G. hat die fristgemäße Kündigung des Dienstvertrages zum 31. März 1926 beschlossen. Dem K. wurde am 22. September 1925 erklärt, die Bewilligung eines Ruhegehalts erfolge unter dem Vorbehalt, daß die weitere Untersuchung nicht Anlaß zur fristlosen Entlassung biete. Am 10. April 1926 wurde dem K. ab 1. April 1926 das satzungsgemäße Ruhegehalt bewilligt. Zur Deckung der Schadensersatzansprüche hatte die L. A. G. dem K. bereits gewisse Dienstbezüge für Oktober 1925, Dezember 1925 und Januar 1926 nicht gewährt und will ihm bis zur Tilgung der Schadensersatzforderung den pfändbaren Teil seines Ruhegehalts abziehen. K. bestreitet die Berechtigung dieser Abzüge und Vorenthaltungen und hat seine Ansprüche durch Klage gegen die L. A. G. geltend gemacht. Die L. A. G. rechtfertigt ihr Vorgehen dadurch, daß sie zur fristlosen Entlassung des K. berechtigt gewesen und daher zur Gewährung von Ruhegehalt nicht verpflichtet sei.

Das Reichsgericht hat die Klage des K. abgewiesen. Die L. A. G. kann die Ablehnung des Ruhegehalts nicht darauf stützen, daß sie zur sofortigen pensionslosen Entlassung des K. berechtigt gewesen sei. K. ist niemals sofort pensionslos entlassen worden, vielmehr wurde ihm am 10. April 1926 mitgeteilt, daß ihm das satzungsgemäße Ruhegehalt bewilligt sei, nachdem die L. A. G. vorher eine weitere Untersuchung angezeigt und ihre Entscheidung sich vorbehalten hatte. Damals hat die L. A. G. alle dem K. zur Last gelegten Tatsachen genau gekannt. Hält sie diesen Tatbestand zur Zurückziehung des Ruhegehalts nicht für ausreichend, wollte wohl aber einzelne später hervorgetretene Züge des Gesamtbildes für durchschlagend erklären, so mußte sie nun sofort handeln, falls es nicht überhaupt nach Treu und Glauben schon zu spät dazu war, weil sich diese Einzelheiten längst durch die eigene Untersuchung hätten gewinnen lassen oder ohnehin als vorhanden anzunehmen waren. Bei dieser Sachlage kann sich die L. A. G. nicht mehr darauf berufen, daß sie zur sofortigen pensionslosen Entlassung des K. und daher zur Verweigerung des Ruhegehalts berechtigt gewesen sei.

Dagegen sind die Geldansprüche des K. durch die Schadensersatzforderungen der L. A. G. aufgezehrt. Dem K. fällt insofern ein Verschulden zur Last, als er der M. A. G. in unkaufmännischer Weise einen hohen ungedeckten Kredit gewährt und längere Zeit nichts zur Beitreibung der kreditierten Beträge getan hat. Zu seiner Entlastung kann sich K. nicht darauf berufen, daß sein unmittelbarer Vorgesetzter W. von den Geschäften mit der M. A. G. durch Rücksprachen Kenntnis hatte und denselben als einwandfrei zugestimmt hat. Die Stellung des K. war vollkommen selbständig, er hatte insbesondere die vorkommenden Rechtsgeschäfte allein abzuschließen. W. hatte nur die allgemeine Aufsicht, ohne sich um Einzelheiten kümmern zu können. Selbst wenn aber W. seine Aufsichtspflicht verletzt und bewußt dem pflichtwidrigen Vorgehen des K. zugestimmt hatte, so würde dies nur eine Verantwortlichkeit des W. gegenüber der L. A. G. als Dienstherrn begründen, den K. jedoch nicht entlasten.

Die Parteien können die Ernennung der Schiedsrichter abweichend von § 1029 CPrO. regeln. Die Ernennung eines Schiedsrichters ist in ihrer Wirksamkeit nicht durch die Anzeige von der Ernennung an die Gegenpartei bedingt. (Urteil des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 26. Oktober 1928 — VII 62/28.)

In dem zwischen K. und T. geschlossenen Schiedsvertrage war in § 20 bestimmt: Verweigert ein Teil die Ernennung eines Schiedsrichters oder kommt er der Aufforderung zur Ernennung binnen einer Woche nicht nach, so soll der von dem einen Teil ernannte Schiedsrichter das Ernennungsrecht an Stelle des Säumigen ausüben.

In dem zwischen K. und T. wegen Unzulässigkeit des schiedsgerichtlichen Verfahrens schwebenden Rechtsstreit hatte K. als Kläger bemängelt, daß in dem Schreiben des T. mit der Aufforderung zur Benennung eines Schiedsrichters nicht die Aufforderung zur schriftlichen Benennung des Schiedsrichters und keine Fristsetzung enthalten sei, wie dies § 1029, Abs. 1 CPrO. vorschreibe.

Das Reichsgericht hält diese Rüge für unbegründet, § 1029 CPrO. enthält keine zwingende Vorschrift, kommt vielmehr nur zur Anwendung, wenn die Parteien das Verfahren nicht anderweit geregelt haben. Aus § 20 des Schiedsvertrages ergibt sich, daß die Vertragsparteien eine Fristsetzung bei der Aufforderung zur Schiedsrichterernennung nicht zum Erfordernis der Wirksamkeit der Aufforderung gemacht und auch von der Vorschrift einer Form der Ernennungs-erklärungen Abstand genommen haben.

Die weitere Rüge des K., er habe von der Bestellung des R. und M. als Schiedsrichter keine Kenntnis erhalten, diese Ernennungen seien daher mangels der in § 1030 CPrO. vorgeschriebenen Anzeige nicht wirksam, ist ebenfalls unbegründet. Aus § 1030 CPrO. ist nicht zu folgern, daß die Wirksamkeit der Ernennung der Schiedsrichter durch die Anzeige bedingt ist, sondern nur, daß das Recht zum Widerruf der Ernennung mit dem Zugehen der Anzeige erlischt. Auch § 20 des Schiedsvertrages, der das Verfahren abschließend regelt, sehe keine Nachricht von der Ernennung der Schiedsrichter an die säumige Partei vor.

Das Schiedsgericht war, ohne Benachrichtigung von der Ernennung des R. und M. zu Schiedsrichtern, zusammengetreten und hat am 13. November 1925, nach Zurückweisung der Weigerung

des K., sich am Verfahren zu beteiligen, beschlossen, am 19. November 1925 zur Sache zu verhandeln. Durch Mitteilung des Protokolls über die Verhandlung vom 13. November 1925 hat K. die Zusammensetzung des Schiedsgerichts erfahren. Er hatte daher noch die Möglichkeit, in der Verhandlung vom 19. November 1925 seine Auffassung von der Unzulässigkeit des Verfahrens zu vertreten und Einwendungen gegen die Schiedsrichter durch ihre Ablehnung geltend zu machen.

Der Schiedsspruch, der nur in beglaubigter Abschrift bei einem unzuständigen Gericht niedergelegt wird, ist zwar unwirksam. Das Schiedsverfahren ist jedoch damit nicht beendet, sondern muß auf Betreiben der Parteien durch einen neuen Schiedsspruch zum Abschluß gebracht werden. (Urteil des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 11. Januar 1929 — VII 327/28.)

Gemäß § 1039 CPrO. ist der Schiedsspruch den Parteien in einer von den Schiedsrichtern unterschriebenen Ausfertigung zu stellen und unter Beifügung der Beurkundung der Zustellung auf der Gerichtsschreiberei des zuständigen Gerichts niederzulegen. Die Nichteinhaltung dieser Vorschrift macht den Schiedsspruch unwirksam. Der Zweck der Vorschrift, eine Garantie für die Authentizität des Schiedsspruchs und für die Erkennbarkeit des formellen Abschlusses des Verfahrens herbeizuführen, wird keineswegs in demselben Maße erreicht, wenn, wie im vorliegenden Falle, anstatt einer von dem Schiedsrichter unterschriebenen Ausfertigung eine beglaubigte Abschrift zugestellt und die Niederlegung sodann bei einem unzuständigen Gericht bewirkt wird.

Wenn aber auch der Schiedsspruch infolge Nichtbeachtung des § 1039 CPrO. unwirksam ist, so hat das nicht zur Folge, daß der Schiedsvertrag als erledigt zu gelten hat, und die Zuständigkeit des ordentlichen Gerichts wieder eintritt. Dies wäre nur dann der Fall, wenn das vertragsmäßig berufene Schiedsgericht die Entscheidung ablehnt oder der von ihm erlassene Schiedsspruch infolge Aufhebungsklage beseitigt wird. Wird aber der erlassene Schiedsspruch infolge Nichtbeachtung der in § 1039 CPrO. enthaltenen Formvorschriften unwirksam, so ist weder die Ausführung des Schiedsvertrages verhindert noch das Schiedsverfahren zum Abschluß gelangt. Vielmehr ist das Schiedsverfahren mangels eines rechtswirksamen Abschlusses noch in der Schwebe. Zunächst ist es auf Betreiben der Parteien zum Abschluß zu bringen, soweit sich nicht Hindernisse ergeben, die dies ausschließen. Bis dahin aber bleibt die Einrede des Schiedsvertrages gegenüber der Anrufung der ordentlichen Gerichte begründet.

Zur Abzugsfähigkeit der Gewerbesteuer vom steuerbaren Geschäftsgewinn. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 30. Juli 1929 — VI A 1074.)

Bei steuerpflichtigen Kaufleuten ist der als Einkommen zu versteuernde Gewinn der nach den Grundsätzen ordnungsmäßiger Buchführung für den Schluß des Steuerabschnitts ermittelte Überschuß des Betriebsvermögens über das Betriebsvermögen, das am Schluß des vorangegangenen Steuerabschnitts der Veranlagung zugrunde gelegen hat. Bei Ermittlung des Gewinns sind die abzugsfähigen Ausgaben zu berücksichtigen, zu denen unter anderem die Werbungskosten gehören. Als Werbungskosten sind unter anderem abzusetzen die Steuern vom Gewerbebetrieb. (§§ 13, 15, Abs. 1, Ziff. 1, 16, Abs. 5, Ziff. 1, Einkommensteuerges.)

Die Gewerbesteuer ist bei der Ermittlung des steuerbaren Geschäftsgewinns, soweit sie wirtschaftlich das betreffende Geschäftsjahr belastet, auch dann abzugsfähig, wenn sie der Höhe nach mit Ablauf des Geschäftsjahres noch nicht feststeht. Berechnungsschwierigkeiten, die sich daraus ergeben können, daß einerseits der für die Einkommensteuer festgestellte Geschäftsgewinn Bemessungsgrundlage der Gewerbesteuer ist, andererseits die Gewerbesteuer bei Ermittlung des Geschäftsgewinns abzusetzen ist, berühren die rechtliche Zulässigkeit der Abzugsfähigkeit nicht. Gegebenenfalls muß sich die Steuerbehörde mit der Feststellung eines Annäherungswertes begnügen.

Die Veräußerung des Unternehmens im ganzen bei einer Grundstücksgesellschaft m. b. H. ist umsatzsteuerpflichtig. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 28. Oktober 1929 — V A 706/29.)

Eine Grundstücksgesellschaft m. b. H., deren Zweck auf Erwerb und Verwaltung eines Wohnhauses gerichtet war, hatte dieses Grundstück verkauft. Sie war mit dem Erlös zur Umsatzsteuer herangezogen worden.

Der Reichsfinanzhof hat die Umsatzsteuerpflicht bejaht. Wohl ist in der Regel die Veräußerung eines Unternehmens im ganzen umsatzsteuerfrei, weil eben die Veräußerung eines Unternehmens im ganzen außerhalb der gewerblichen Tätigkeit des Betriebsinhabers liegt.

Eine Ausnahme bilden jedoch die Kapitalgesellschaften (Aktiengesellschaften, Gesellschaften m. b. H. u. ä.). Bei einer Kapitalgesellschaft, die Erwerbszwecke verfolgt, endigt die gewerbliche Tätigkeit erst mit der Auflösung. Solange sie daher als Kapitalgesellschaft besteht, ist sie mangels eines anderen Daseinszwecks gewerbliche Unternehmerin. Demnach ist sie auch dann umsatzsteuerpflichtig, wenn sie ihr ganzes Unternehmen, hier das Wohnhausgrundstück, veräußert.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 28. November 1929.

- Kl. 5 b, Gr. 39. L 75 117. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Kratzbagger. 13. V. 29.
- Kl. 5 b, Gr. 41. A 52 581. A T G Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig W 32. Verfahren zum Abräumen von Kohlenflözen und zum Gewinnen und Fördern von Kohle in Tagebauen. 25. XI. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 10. L 89 372. Paul Kaasmann, Witten, Ruhr, Crengeldanzstr. 30. Nachgiebiger Grubenstempel. 26. IV. 24.
- Kl. 5 c, Gr. 10. K 106 945. Hugo Klerner, Gelsenkirchen, Schalcker Str. 164. Nachgiebiger, eiserner Teleskop-Grubenstempel, dessen Unterteil mit einer Einschnürung versehen ist. 2. XII. 27.
- Kl. 5 c, Gr. 10. P 58 233. August Pešek, Orlau, u. Ladislav Kuča, Poruba, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Vorrichtung zum Ausziehen von Stempeln aus dem Grubenversatz mit doppelarmigem Ausziehhebel und Kette o. dgl. 25. VII. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 10. R 69 618. Heinrich Reiser, Gelsenkirchen, Viktoriastr. 130. Nachgiebiger Grubenstempel aus einem nach unten verjüngten, glatten Oberteil, einem Unterteil und einer ein Futter enthaltenden Rohrschelle bestehend. 16. XII. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 96 831. Gottfried Maas, Berlin-Steglitz, Schloßstr. 88. Eisenbahnoberbau auf eisernen Querschwellen und Unterlegplatten unter Anwendung einer Klemmplattenbefestigung mit Spielraum zur Ermöglichung der unvermeidlichen lotrechten Bewegungen der Schiene. 4. XI. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 11. W 76 811. Theodor Weymerskirch, Differdingen, Luxemburg; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breiteng, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienenbefestigung auf eisernen Schwellen mit ausgebüdelten und gestauchten Lochrandern. 11. VIII. 27.
- Kl. 19 b, Gr. 1. H 112 647. Fa. Herm. J. Hellmers, Hamburg 34, Horner Landstr. 178—188. Selbstaufnehmende Kehrmachine. 12. VIII. 27.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 59 611. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Stützenüberlauf für Seilschwebebahnen. 4. II. 29.
- Kl. 20 g, Gr. 1. B 146 052. H. Büssing & Sohn G. m. b. H., Braunschweig, Heinrich-Bussing-Str. 29. Sperrvorrichtung für Einschienenwagen-Drehscheiben. 7. X. 29.
- Kl. 20 h, Gr. 10. J 31 315. O. F. Jordan Company, East Chicago, Indiana, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Schmierieren von Schienenstößen mittels eines den Schmiermittelvorrat tragenden auf dem Gleis laufenden Fahrzeuges. 30. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 3. B 126 285. The British Power Railway Signal Company, Limited, Samuel Lear Glenn u. Ernest Enoch Pierce, Slough, Buckingham, England; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Projektionsvorrichtung für farbige und andere Lichtsignale, insbes. Eisenbahnsignale. 2. VII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 4. C 41 557. Continuous Rail Crossing Corporation, Glendale, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienenkreuzung. 2. VI. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 8. G 77 256. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Zungenlagerung für aus Schienen zusammengebaute Weichen. 21. VIII. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 11. H 117 726. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Schaltung für Schwachstrombatterien zum Fernstellen von Signalen und Weichen. 10. VIII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 41. A 49 452. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 3—4. Einrichtung zum Betätigen eines Streckenstromkreises mittels in diesen eingeschalteten lichtempfindlichen Zellen. 7. XII. 26.
- Kl. 35 a, Gr. 4. P 57 536. Fa. J. Prölsdörfer, Karlsruhe, Baden, Nördl. Uferstr. 9. Bauaufzug. 5. IV. 28.
- Kl. 37 a, Gr. 1. St 43 814. Wilhelm Stieper, Kiel, Holtenauer Str. 112. Verfahren zur Herstellung von längs- und querbewehrten Steineisendecken unter Verwendung vom im Steg durchlöcherten, hochstegigen 1-Eisen. 6. II. 28.
- Kl. 37 a, Gr. 5. K 94 605. Dr. Hans Kupelwieser, Gut Kyrnberg, Pyhra b. St. Pölten, Nieder-Österreich; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Betonwand mit mehrschichtiger Holzplattenbewehrung. 15. VI. 25. Österreich 2. IX. 24.
- Kl. 37 c, Gr. 13. R 74 282. Johannes Rösenberg, Köln a. Rh., Rolandstr. 71. Spannvorrichtung zum Umspannen der Gerüstdielen mit Eisenband. 2. IV. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 5. F 61 933. Otto Flemming, Düsseldorf, Clever Str. 58. Kaminfutter. 17. VIII. 26.
- Kl. 42 a, Gr. 20. B 130 140. Gustav Buhse, Neustettin, Königsvorstadt 22. Zeichengerät in Form eines rechtwinkligen Dreiecks mit innerem Ausschnitt. 5. III. 27.
- Kl. 42 a, Gr. 20. P 59 959. Präzisions-Mechanische und Optische Anstalt Ferdinand Süß A. G., Budapest; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Kartierungsgerät. 18. III. 29.
- Kl. 65 a¹¹, Gr. 6. D 55 231. Ernst Dittmer u. Louis Schramm, Wesermünde-G. Selbsttätige Auslösevorrichtung für den Schlepphaken an Schleppdampfern. 16. III. 28.
- Kl. 80 a, Gr. 6. K 106 351. Carl Krahn, Georg-Gröning-Str. 53, u. Johannes Kohlhoff, Brookstr. 58, Bremen. Vorrichtung zum Abmessen von Zement für Betonmischmaschinen mittels durch Schieber abschließbare Meßkammern. 13. X. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 6. W 82 479. Theodor Wagener, Köln-Nippes, Schwerinstraße 27. Aufzugkübel für Beton-Gießanlagen o. dgl.; Zus. z. Anm. W 79 929. 24. IV. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 7. J 27 902. Gebhard Jaeger, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine für Beton mit um eine geneigte Achse drehbarer, innen mit umlaufenden Schaufeln versehener Mischtrommel. 15. IV. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 1. B 134 369. Buderus'sche Eisenwerke, Wetzlar a. d. Lahn. Verfahren zur Erhöhung der Festigkeitseigenschaften von Zementen durch Zusatz von Gichtgasstaub. 11. XI. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 1. P 54 315. Carl Pontopiddan, Holte, Dänemark, u. Svend Buntzen, Kopenhagen; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Zement, welcher Gips beigemischt enthält. 3. I. 27. England 4. I. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 20. M 95 359. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen, Akt.-Ges., Köln-Kalk. Verfahren zur Verarbeitung der silikathaltigen feinen Bestandteile von Haus- und gewerblichem Müll. 16. VII. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 22. M 92 147. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen, Akt.-Ges., Köln-Kalk. Einrichtung zum Tempern von durch Schmelzen von Müll oder Abfällen ähnlicher Art erhaltenen Silikatmassen. 20. XI. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 124. S 82 721. Gösta Smitt, Västerås, Schweden; Vertr.: Julius Höger, Duisburg, Warthauer Str. 51. Verladenanlage. 18. XI. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 71 887. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Absetzer mit durch Verschieben zweier Stützen schwenkbarem Bandausleger. 10. V. 28.
- Kl. 84 b, Gr. 2. D 54 136. Demag A.-G., Duisburg. Spindel für Schiffhebewerke und ähnliche Hebezeuge. 19. X. 27.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 105 754. Josef Hoffmann & Söhne A.-G., Mannheim B. 7. 5. Verfahren zur Herstellung von Preßbetonpfählen. 9. III. 26.
- Kl. 85 e, Gr. 9. H 113 774. Otto Herberger, München, Trappenreustr. 38. Schwimmer mit Sperrventil zum Abschließen des Durchlaufes der Abwässer durch Benzinabscheider. 5. XI. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten. Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller, Dresden. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1929. 93 Seiten. Preis RM 7,50.

Das klassische Verfahren der Erdmassenermittlung und Massenverteilung auf zeichnerischem Wege von Goering wird in der vorliegenden Schrift erweitert und dabei in gewissem Sinne vereinfacht, zugleich die Fehlergrenze verringert. Nach kurzer Behandlung des Goeringschen Verfahrens gibt der Verfasser ein Verfahren zur Massenermittlung mit Berücksichtigung der Querneigung unter Vermeidung der Raumfehler an, das dadurch besonders gekennzeichnet ist, daß es den früheren Goeringschen Flächenplan ausschaltet und unmittelbar aus

dem Längenprofil das Massenprofil gewinnt, und für die reinen Anschnittprofile entsprechende Korrekturen einführt. In einem besonderen Abschnitt wird die Ermittlung der Erdmassen im Bogen, die in den früheren Verfahren nicht berücksichtigt worden ist, besprochen. Wertvoll ist ferner die Untersuchung über die Größe der Raumfehler bei den bisher üblichen Verfahren.

Der nächste Abschnitt behandelt die Bodengewinnung für Handarbeit, Eimerkettenbagger und Löffelbagger und bringt die für die Kosten der Bodengewinnung notwendigen Daten. Es folgt die Bodenförderung, die die heute nur noch üblichen Arten mit Schubkarren und auf Gleisen erfaßt. Damit sind die Grundlagen gegeben, auf denen

sich nunmehr der nächste Abschnitt „Kosten der Erdarbeiten“ aufbaut. Der Verfasser folgt hier wohl im wesentlichen der bekannten Schrift von Eckert „Kostenberechnungen im Tiefbau“. Bei dieser Gelegenheit mag erwähnt sein, daß es für den Unterricht im Erdbau an den Hochschulen als ein großer Mangel angesehen werden muß, daß die großen Unternehmungen über die Kostenberechnungen bei Erdbauten nichts herausgeben, der Unterricht sich daher auf an sich einwandfreie theoretische Formeln beschränken muß, der Vergleich mit der Wirklichkeit aber nicht möglich ist. Da bei den Erdarbeiten der Einfluß der Löhne ein bedeutender ist, so wäre eine Entwicklung von Formeln, die die Lohnhöhe als eine Variable enthalten, von hohem Wert. Dr. Contag hat in seiner Doktorarbeit „Über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten, insbesondere Kanalbauten, und über die Wirtschaftlichkeit des Handbetriebs und des maschinellen Betriebs bei diesen Arbeiten“ einen solchen Versuch unternommen und das Verfahren der Grenz mengen für Bodengewinnung für die verschiedenen Geräte entwickelt, dessen Angabe an dieser Stelle vermißt wird.

Die Schrift behandelt dann die Massenverteilung und bringt hier ganz neue Vorschläge für die Ermittlung der günstigsten Lage der Verteilungslinie, die sich auf den im Abschnitt „Bodenförderung“ gegebenen Verfahren, vor allem für die Fahrplanbildung bei Lokomotivtransport, aufbaut. Die Ermittlung der günstigsten Lage der Verteilungslinien berücksichtigt auch die Erdmassen, so daß die wirklichen Kosten miteinander verglichen werden können. Ein durchgerechnetes Beispiel vervollständigt die ausgezeichnete Schrift, die den praktischen Bedürfnissen in hohem Maße gerecht wird, und der man die weiteste Verbreitung wünschen möchte.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Bericht über die öffentliche Tagung des Ausschusses „Asphaltstraßen“ der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 15. und 16. März 1929 in Essen. Von Prof. Dr.-Ing. Neumann, Technische Hochschule Stuttgart. — Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Kneesebeckstraße 30. Preis RM 3.—

Der Bericht umfaßt neben einem Vorwort fünf Vorträge, zum Teil unter Beschränkung auf das für den Straßenbau Wesentliche. Im ersten Vortrag: „Die Entwicklung der Weltwirtschaft und die Erdölindustrie“ weist Prof. Obst, Hannover, ausgehend vom Gesetz der wachsenden Räume, auf die zwangläufige Bildung großer Wirtschaftspole hin. Deutschland als asphaltarmes Land müsse danach streben, wenigstens die Veredlung des eingeführten Rohasphalts in der Hand zu behalten.

Im zweiten und dritten Vortrag von Stadtbaurat Wiethoff, Hamburg a. Rh.: „Straßenbau in Stadt und Land unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Ruhrgebiet“ und Baurat Waldhausen, Hamburg: „Straßenbauweisen in der Stadt, insbesondere der Großstadt, unter besonderer Berücksichtigung der Asphaltstraßen“ wird allgemein Wissenswertes und örtlich Bemerkenswertes über Planung und Ausführung von Asphaltstraßen in ihrer Abhängigkeit vom Verkehr entwickelt. Der vierte Vortrag von Prof. Dr.-Ing. e. h. Gräfe und Stadtbaurat a. D. Fleck, Dresden: „Wesen, fabrikmäßige Herstellung und praktische Verwendung von Asphalt emulsionen“ gibt Aufschluß über die für den Straßenbau wichtigsten Eigenschaften der Asphalt emulsionen und die verschiedenen erfolgreichen Bauarten. Der fünfte Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart: „Stabilisierung von Kunstasphaltbelägen“ bringt die neuesten Forschungsergebnisse auf diesem Gebiete.

Die Vorträge bieten eine beachtenswerte Fülle von Anregungen und praktischen Fingerzeigen für die fachgemäße Verwendung des Asphalts im Straßenbau, ihr Studium kann deshalb allen Straßenbauingenieuren bestens empfohlen werden.

Fleck.

Die deutschen Eisenbetonbestimmungen von 1925, zum bequemen Gebrauch für die Entwurfsbearbeitung nach Konstruktionsgliedern geordnet und ausgelegt von Dr.-Ing. Ernst Rausch, Privatdozent an der T. H. Berlin. Mit 64 Abb. im Text. X, 86 Seiten. Verlag Julius Springer, Berlin 1929. RM 4,80.

Im vorliegenden Leitfaden werden behandelt: 1. die allgemeinen Vorschriften und die zulässige Beanspruchung, 2. Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung und Rippendecken, 3. kreuzweise bewehrte Platten, 4. Pflzdecken, 5. Balken und Plattenbalken, 6. Säulen, 7. die Sondervorschriften für Eisenbahnbrücken. Ein weiterer Abschnitt befaßt sich mit den ebenen Steindecken. Die naturgemäß im engen Anschluß an die Bestimmungen gegebenen Darlegungen sind überall klar und durchsichtig; sie führen in bester Weise in die Bestimmungen statischer und konstruktiver Art ein und erläutern sie an der Hand einer größeren Anzahl übersichtlicher und grundsätzlicher Abbildungen. Sehr angenehm berührt bei der Gesamtbearbeitung die Ordnung des Stoffes nach der Art der Konstruktionsglieder. Hierdurch ist ein schnelles Zurechtfinden des Lesers gesichert, ein Umstand, dem weiterhin ein sehr ausführliches Schlagwortverzeichnis zugute kommt. Gut ist auch die Trennung der „Bestimmungen“ in halbfetten Druck gegenüber den Erläuterungen in normalem Druck. Die Bearbeitung von Dr. Rausch dürfte sich bald allgemein in der Praxis einbürgern; sie verdient es wegen ihrer Übersichtlichkeit, Klarheit und sehr geschickten Darstellung.

Dr. M. Foerster.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Nordschleusenanlage Bremerhaven.

Studienfahrt der D. G. f. B. am 2. November 1929.

Die Nordschleusenanlage Bremerhaven dient zur Verbindung der Außenweser mit den landeinwärts gelegenen Häfen. Bisher ist es Schiffen vom Typ der „Bremen“ nicht möglich gewesen, von der Weser aus in diese Häfen zu gelangen. Zu diesem Zwecke soll eine Kammerschleuse von 372 m Länge zwischen den Toren, von 350 m Länge zwischen den Hauptern dienen, ferner ein Vorhafen von rd. 350 m Länge und 80 bis 120 m Breite sowie ein Wendebecken von rd. 400 m Länge und rd. 240 m Breite. Die Zufahrt zwischen Verbindungshafen und Schleuse, ein 45 m breiter Kanal, wird von zwei Eisenbahngleisen von einer zweispurigen Straße auf einer ungleicharmigen Drehbrücke von rd. 112 m Länge und rd. 119 m Breite überbrückt, die gleichzeitig mit der Schleuse ausgeführt wird.

Die Arbeiten an der Schleuse begannen im Herbst 1927 und sind gegenwärtig soweit gediehen, daß jetzt mit dem Einsetzen der Tore begonnen werden kann. Die Breite beträgt 45 m in den Einfahrten und 60 m in der Kammer. In ihren Abmessungen hält die Schleuse damit derjenigen von Ymuiden die Waage, da diese etwas schmaler, aber etwas länger ist. Einen Begriff von den gewaltigen Bauarbeiten geben die folgenden Zahlen. Es sind 3,1 Millionen m³ Boden mit 16 Lokomotiven und 278 Kippwagen zu bewegen. Es sind ferner 220 000 m³ Beton und Eisenbeton zu verarbeiten. Hierzu dient eine Mischanlage mit 6 Stück 15 000 l-Mischmaschinen nebst zugehörigen Transportvorrichtungen, die 3 × 100 000 m³ Kies und Sand sowie 80 000 t Zement und Traß zu verarbeiten hat. Die Organisation der Baustelle ermöglichte es, in verganginem Sommer maximal 6200 m³ und durchschnittlich 4500 m³ Beton in der Woche herzustellen. Die Sohle der Kammer bleibt unbefestigt. Die Kammerwände sind Winkelstützmauern aus Eisenbeton, deren Formen an Hand sorgfältiger Untersuchungen festgelegt sind. Die Mauer reicht nicht völlig bis auf die Schleusensole. Die Mauern ruhen auf senkrechten, hölzernen Pfählen aus schwedischer Fichte, die sehr widerstandsfähig gegen Moorsäure ist, und die bis 26 m Tiefe in den trag-

fähigen Kies gerammt sind, die waagerechten Winkelschenkel auf Schrägpfählen. Insgesamt sind 25 000 Pfähle verwandt worden. Eigenartig ist das Gerippe aus Winkelleisen; es ist also steif. Dieses Gerippe wird benutzt, um zwischen den Winkelleisen eine schlaaffe Rund-eisenbewehrung anzubringen. Außerdem dient die Winkelleisenbewehrung dazu, Schalungstafeln aufzunehmen. Diese Schalungstafeln sind mit drei mm starkem Eisenblech beschlagen, um dadurch eine glatte und dichte Betonaußenhaut zu erzielen, was um so mehr notwendig ist, als der Beton unverkleidet bleibt. Nur an den Ecken der vorspringenden Tornischen werden Granitquader zur Verblendung benutzt. Die Mauer enthält alle 20 bis 24 m Trennfugen. Unter dem senkrechten Teil der Mauer bis zu der etwa 8 m unterhalb gelegenen Sohle bildet eine senkrechte eiserne Spundwand den Abschluß.

Mit Rücksicht auf die etwaigen unvermeidlichen Setzungs- spannungen geht die höchste Betonspannung nur bis zu 30 kg/cm², die höchste Eisenspannung auf etwa 800—1000 kg/cm².

Um eine Knickbeanspruchung der stellenweise 28 m langen Spundbohlen zu vermeiden, wurde zwischen der Spundwandoberkante und der aufgehenden Mauer ein Schlitz frei gelassen, der erst kurz vor der Inbetriebnahme der Anlage geschlossen werden wird. Dadurch ist es möglich, daß die Last der Winkelstützmauer sich zunächst auf die tragenden Pfähle verteilt und absetzt. Die Vorderseite der Mauer springt auf Ordinate von 3 m über NN etwas vor, damit die Schiffsstöße an dieser für die Mauer günstigsten Stelle aufgenommen werden können.

Zur sicheren Gründung der schweren und umfangreichen Massen war eine genaue Kenntnis der Bodenverhältnisse erforderlich. Zu diesem Zwecke wurden 320 Bohrungen vorgenommen, teilweise bis zu einer Tiefe von 50 m. Tragfähiger Urton fand sich an manchen Stellen erst 26 m unter NN. Darüber liegen in wechselnder Stärke Sand, Ton und ältere Schlickablagerungen. Das anhaltend günstige Bauwetter des Herbstes 1929 gestattete es, die Bauarbeiten soweit voran zu bringen, daß es möglich sein dürfte, die Anlagen im Frühjahr 1932 dem Verkehr zu übergeben.